

RAÍRA MICHAHELLES
MATRÍCULA: 20942200

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS
DE UM EDIFÍCIO GARAGEM E SUA RELAÇÃO COM A
ARQUITETURA**

Brasília
2014

RAÍRA MICHAELLES

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS DE UM
EDIFÍCIO GARAGEM E SUA RELAÇÃO COM A ARQUITETURA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como um dos requisitos para
a conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng. Civil Jocinez Nogueira
Lima, M.Sc.

**Brasília
2014**

RAÍRA MICHAELLES

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MODELOS ESTRUTURAIS DE UM
EDIFÍCIO GARAGEM E SUA RELAÇÃO COM A ARQUITETURA**

Trabalho de Conclusão de Curso
(TCC) apresentado como um dos
requisitos para a conclusão do curso
de Engenharia Civil do UniCEUB -
Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng. Civil Jocinez
Nogueira Lima, M.Sc.

Brasília, 20 de Junho de 2014.

Banca Examinadora

Eng. Civil: Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.
Orientador

Eng. Civil: William Oliveira Bessa, D.Sc.
Examinador Interno

Eng. Civil: Marco Aurélio de Sousa Bessa, M.Sc.
Examinador Interno

*“O mais importante não é a arquitetura (ou engenharia),
mas a vida, os amigos e este mundo
injusto que devemos modificar.”*
(Oscar Niemeyer)

Agradecimentos

À Deus, por estar sempre por perto e ser a razão de tudo;

Aos amados papi e mami, por terem me dado a vida e por terem deixado em mim a marca mais preciosa, inestimável e que não pode ser roubada: o amor;

À tia Tininha, por ter me doado parte de sua vida;

À minha irmã Mailin, por ser um pedaço de mim;

Ao meu namorado Renan, pelo companheirismo de sempre;

Aos amigos e familiares que tornaram a caminhada até aqui mais leve;

À minha amada Cristalina, por ser meu refúgio sempre;

Ao coordenador, professor, chefe, orientador, mentor e grande amigo Jocinez, por todos os ensinamentos, mas acima de tudo por me enxergar como pessoa;

Aos amigos da ECTA Engenharia, por serem muito mais que colegas de trabalho;

A todos os professores que fizeram parte da minha jornada;

Aos colegas de turma, pelos momentos bons e ruins compartilhados;

A todos, que de alguma forma contribuíram para que eu conseguisse chegar até aqui.

RESUMO

No presente trabalho foi desenvolvida uma análise comparativa entre diferentes modelos estruturais em concreto armado. Tendo em vista que poucos se preocupam com um estudo mais aprofundado sobre a relação harmoniosa que deveria existir entre espaços arquitetônicos e as estruturas resultantes das necessidades estáticas da estabilização desses espaços, o objetivo foi mostrar que com um estudo prévio, é possível otimizar os projetos, conseguindo encontrar uma solução que se adapte da melhor forma possível às necessidades arquitetônicas e estruturais. A análise comparativa foi feita entre diferentes modelos estruturais de um edifício garagem, considerando-se vãos entre pilares de 5; 7,5 e 10 m, mostrando a relação da modulação dos pilares com os esforços internos, deformações e quantitativos de materiais. À partir da análise, foi possível concluir que para o aspecto estrutural, quando mais perto forem os pilares, mais econômica será a edificação. Já pelo ponto de vista arquitetônico e da funcionalidade, o aumento da distância entre pilares, embora gere um maior consumo de materiais, permite uma maior racionalidade no uso da edificação. Porém, foi observado que a melhor solução a ser adotada deve ser a que gere um maior equilíbrio entre os interesses arquitetônico e estrutural.

Palavras chaves: arquitetura, estrutura, concreto armado, funcionalidade, concepção estrutural

ABSTRACT

In this work a comparative analysis between different structural models in reinforced concrete was developed. Given that few are concerned with further study on the harmonious relationship that should exist between architectural spaces and the resulting structures of the spaces stabilization static needs, the goal was to show that with a previous study, it is possible to optimize designs, getting to find a solution that suits the best possible way to architectural and structural needs. The comparative analysis was performed between different structural models of a garage building, considering gaps between pillars 5; 7.5 and 10 m, showing the relationship of the modulation of the pillars with internal deformations and quantitative material efforts. From the analysis, it was possible to conclude that to the structural aspect, the closer are the pillars, the building will be more economical. Having the architectural point of view and functionality, increasing the distance between pillars, while leading to greater consumption of materials, allows for greater rationality in the use of edifying. However, it was observed that the best solution to be adopted should be leading to greater balance between architectural and structural interests.

Key words: architecture, structure, reinforced concrete, functionality, structural conception

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - MAM – Museu de Arte Moderna – Rio de Janeiro/RJ	26
Figura 2 - Diagrama de momento fletor no pórtico	27
Figura 3 - Diagrama de momento fletor no pórtico com elementos ausentes	27
Figura 4 - Distribuição normal dos resultados	41
Figura 5 - Modos de ensaio de resistência do concreto à tração	42
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação do concreto	43
Figura 7 - Diagrama tensão-deformação do concreto (fig. 8.2, NBR 6118:2003)	45
Figura 8 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	47
Figura 9 - Esquema estrutural em concreto armado de uma garagem	52
Figura 10 - Discretização da estrutura da figura 9	53
Figura 11 - Blocos de fundação	54
Figura 12 - Pilar	55
Figura 13 - Viga	56
Figura 14 - Laje maciça	57
Figura 15 - Laje nervurada	59
Figura 16 - Laje lisa	60
Figura 17 - Laje cogumelo	61
Figura 18 - Tipos de vigota	62
Figura 19 - Laje treliçada	63
Figura 20 - Laje alveolar	64
Figura 21 - Laje Steel Deck	65
Figura 22 - Pavimento térreo do edifício garagem	72
Figura 23 - Pavimento tipo do edifício garagem	73
Figura 24 - Modelo 1	74
Figura 25 - Modelo 2	75

Figura 26 - Modelo 3	76
Figura 27 – Comparativo de peso de aço	97
Figura 28 – Comparativo de volume de concreto	97
Figura 29 – Comparativo de consumo de aço	98
Figura 30 – Comparativo de área de forma	98
Figura 31 – Carregamento da viga V167 do modelo 1	100
Figura 32 – Carregamento da viga V158 do modelo 2	100
Figura 33 – Carregamento da viga V152 do modelo 3	101
Figura 34 – Carregamento da viga V158 do modelo 4	101
Figura 35 – Esforços cortantes da viga V167 do modelo 1	102
Figura 36 – Esforços cortantes da viga V158 do modelo 2	102
Figura 37 – Esforços cortantes da viga V152 do modelo 3	103
Figura 38 – Esforços cortantes da viga V158 do modelo 4	103
Figura 39 – Momentos fletores da viga V167 do modelo 1	104
Figura 40 – Momentos fletores da viga V158 do modelo 2	104
Figura 41 – Momentos fletores da viga V152 do modelo 3	105
Figura 42 – Momentos fletores da viga V158 do modelo 4	105
Figura 43 – Momentos torsores da viga V167 do modelo 1	106
Figura 44 – Momentos torsores da viga V158 do modelo 2	106
Figura 45 – Momentos torsores da viga V152 do modelo 3	107
Figura 46 – Momentos torsores da viga V158 do modelo 4	107
Figura 47 – Deslocamentos na viga V167 do modelo 1	108
Figura 48 – Deslocamentos na viga V158 do modelo 2	108
Figura 49 – Deslocamentos na viga V152 do modelo 3	109
Figura 50 – Deslocamentos na viga V158 do modelo 4	109
Figura 51 – Detalhamento da viga V167 do modelo 1	110
Figura 52 – Detalhamento da viga V158 do modelo 2	110
Figura 53 – Detalhamento da viga V152 do modelo 3	111

Figura 54 – Detalhamento da viga V158 do modelo 4	111
Figura 55 – Esforços cortantes nas vigas	112
Figura 56 – Momentos fletores nas vigas	112
Figura 57 – Deslocamentos nas vigas	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Relações $f_{cj}/f_{c,28}$, admitindo cura úmida em temperatura de 21 a 30°C	39
Tabela 2 - Especificações dos modelos adotados	76
Tabela 3 - Dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais	86
Tabela 4 - Resumo de materiais por pavimento para o modelo 1	89
Tabela 5 - Resumo de aço para o modelo 1	90
Tabela 6 - Pesos totais de aço para o modelo 1	90
Tabela 7 - Volumes totais de concreto para o modelo 1	90
Tabela 8 - Área total de forma para o modelo 1	90
Tabela 9 - Consumo de aço para o modelo 1	90
Tabela 10 - Resumo de materiais por pavimento para o modelo 2	91
Tabela 11 - Resumo de aço para o modelo 2	92
Tabela 12 - Pesos totais de aço para o modelo 2	92
Tabela 13 - Volumes totais de concreto para o modelo 2	92
Tabela 14 - Área total de forma para o modelo 2	92
Tabela 15 - Consumo de aço para o modelo 2	92
Tabela 16 - Resumo de materiais por pavimento para o modelo 3	93
Tabela 17 - Resumo de aço para o modelo 3	94
Tabela 18 - Pesos totais de aço para o modelo 3	94
Tabela 19 - Volumes totais de concreto para o modelo 3	94
Tabela 20 - Área total de forma para o modelo 3	94
Tabela 21 - Consumo de aço para o modelo 3	94
Tabela 22 - Resumo de materiais por pavimento para o modelo 4	95
Tabela 23 - Resumo de aço para o modelo 4	96
Tabela 24 - Pesos totais de aço para o modelo 4	96
Tabela 25 - Volumes totais de concreto para o modelo 4	96
Tabela 26 - Área total de forma para o modelo 4	96

Tabela 27 - Consumo de aço para o modelo 4	96
Tabela 28 – Vigas em análise	99

ÍNDICE DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	19
2- OBJETIVOS	21
2.1- Objetivo geral	21
2.2- Objetivos específicos	21
3- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
3.1- Estrutura	22
3.2- Estrutura x Arquitetura	24
3.3- Materiais	31
3.3.1- Concreto	32
3.3.1.1- Concreto fresco	33
3.3.1.1.1- Consistência	33
3.3.1.1.2- Trabalhabilidade	34
3.3.1.1.3- Homogeneidade	34
3.3.1.1.4- Adensamento	35
3.3.1.1.5- Início do endurecimento (pega) do concreto	35
3.3.1.1.6- Cura do concreto	36
3.3.1.2- Concreto endurecido	37
3.3.1.2.1- Resistência à compressão	38
3.3.1.2.2- Avaliação da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo	39
3.3.1.2.3- Resistência característica do concreto à compressão	40
3.3.1.2.4- Resistência característica do concreto à tração	42
3.3.1.2.5- Diagrama tensão-deformação	42
3.3.1.2.6- Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson	45
3.3.2- Aço	46

3.3.2.1- Resistência característica de escoamento	46
3.3.2.2- Limite de resistência	47
3.3.2.3- Alongamento na ruptura	47
3.3.3- Concreto armado	48
3.3.3.1- Vantagens e desvantagens do concreto armado	49
3.4- Sistemas e elementos estruturais	51
3.4.1- Elementos estruturais	54
3.4.1.1- Blocos de fundação	54
3.4.1.2- Pilares	55
3.4.1.3- Vigas	55
3.4.1.4- Lajes	56
3.4.1.4.1- Lajes moldadas “in loco”	57
3.4.1.4.1.1- Lajes maciças	57
3.4.1.4.1.2- Lajes nervuradas	58
3.4.1.4.1.3- Lajes lisas e planas	59
3.4.1.4.1.4- Lajes cogumelo	60
3.4.1.4.2- Lajes pré-moldadas	61
3.4.1.4.2.1- Lajes com vigotas	61
3.4.1.4.2.1.1- Lajes treliçadas	62
3.4.1.4.2.2- Lajes alveolares	63
3.4.1.4.2.3- Steel Deck	64
3.5- Dimensionamento de uma estrutura	65
3.5.1- Método das tensões admissíveis	67
3.5.2- Método de cálculo na ruptura (ou dos estados-limite)	68
3.5.2.1- Estados-limite	68
4- METODOLOGIA DE TRABALHO	71

4.1- Edifício garagem modelo	72
4.2- Escolha dos modelos estruturais	74
4.3- Pré-dimensionamento dos elementos estruturais	77
4.3.1- Vigas	77
4.3.1.1- Modelo 1	77
4.3.1.2- Modelo 2	77
4.3.1.3- Modelo 3	78
4.3.2- Pilares	78
4.3.2.1- Modelo 1	80
4.3.2.2- Modelo 2	82
4.3.2.3- Modelo 3	83
4.3.3- Lajes	85
4.3.3.1- Modelo 1	85
4.3.3.2- Modelo 2	85
4.3.3.3- Modelo 3	85
4.4- Análise computacional da estrutura	86
5- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	88
5.1- Resumo de materiais	89
5.1.1- Modelo 1	89
5.1.2- Modelo 2	91
5.1.3- Modelo 3	93
5.1.4- Modelo 4	95
5.2- Comparativos entre modelos	97
5.3- Análise de resultados das vigas em função dos vãos adotados	99
5.3.1- Carregamentos	100
5.3.1.1- Modelo 1	100

5.3.1.2- Modelo 2	100
5.3.1.3- Modelo 3	101
5.3.1.4- Modelo 4	101
5.3.2- Esforços cortantes	102
5.3.2.1- Modelo 1	102
5.3.2.2- Modelo 2	102
5.3.2.3- Modelo 3	103
5.3.2.4- Modelo 4	103
5.3.3- Momentos fletores	104
5.3.3.1- Modelo 1	104
5.3.3.2- Modelo 2	104
5.3.3.3- Modelo 3	105
5.3.3.4- Modelo 4	105
5.3.4- Momentos torsores	106
5.3.4.1- Modelo 1	106
5.3.4.2- Modelo 2	106
5.3.4.3- Modelo 3	107
5.3.4.4- Modelo 4	107
5.3.5- Deslocamentos	108
5.3.5.1- Modelo 1	108
5.3.5.2- Modelo 2	108
5.3.5.3- Modelo 3	109
5.3.5.4- Modelo 4	109
5.3.6- Detalhamento	110
5.3.6.1- Modelo 1	110
5.3.6.2- Modelo 2	110

5.3.6.3- Modelo 3	111
5.3.6.4- Modelo 4	111
5.3.7- Comparativos	112
5.3.7.1- Esforços cortantes	112
5.3.7.2- Momentos fletores	112
5.3.7.3- Deslocamentos	113
6- CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	114

1. INTRODUÇÃO

Quando se pensa na arquitetura de uma edificação qualquer, na maioria das vezes a ideia que se tem é puramente de estética, a ideia da forma, da imagem. A arquitetura é tida como a responsável pela beleza, pela criação da forma. Já quando se pensa na estrutura de uma edificação, intuitivamente vem à memória a imagem de um “esqueleto”. A ideia que se tem da função da estrutura é puramente a de sustentação do edifício.

O problema é que arquitetura e estrutura não deveriam ser vistos como partes isoladas, com funções diferentes e independentes, e sim como um único objeto. Na verdade, a arquitetura e estrutura nascem juntas, quando se cria a forma. Conceber uma forma significa necessariamente pensar uma intenção de estrutura, um material e uma técnica de construção. Embora isso pareça óbvio, é um aspecto que quase nunca é levado em consideração na hora do projeto.

Na hora de se projetar, vários fatores deveriam ser levados em consideração, para que todas as necessidades da edificação fossem supridas. Nem sempre é possível afirmar qual a melhor solução estrutural a ser adotada, mas com certeza a pior é a que apresenta maior distância entre os objetivos do projeto de arquitetura e de estrutura.

Infelizmente, na maioria das vezes não existe uma interação entre arquitetos e engenheiros, para que juntos possam estudar, discutir e decidir sobre as melhores escolhas para o projeto. Na verdade, o que existe é uma desinformação e falta de interesse de cada profissional na área do outro, gerando um projeto que geralmente não abrange todas as possibilidades que poderiam ser aproveitadas para se conseguir um equilíbrio entre todos os interesses.

Além disso, o tempo para se projetar geralmente é muito escasso, com prazos sempre curtos e urgência para o início da obra. Isso impossibilita uma análise maior de todas as possibilidades existentes para o projeto, geralmente ocasionando a escolha de uma solução que apresenta uma distância muito grande entre os

interesses arquitetônico, estrutural e econômico. Se existisse um estudo e planejamento antes da elaboração do projeto, os objetivos da arquitetura e estrutura poderiam ser alcançados com maior eficiência e menor diferença entre eles, com uma relação de custo-benefício satisfatória.

O presente trabalho apresenta uma análise de diferentes modelos estruturais, colocando em foco os aspectos arquitetônico, estrutural e econômico, buscando encontrar o modelo que mais se aproxime do ideal. O ideal é praticamente impossível de ser alcançado, porque, geralmente, quando se aumenta a satisfação em determinado aspecto, diminui-se em outro. Mas através da comparação entre as várias soluções possíveis, pode-se encontrar um equilíbrio.

Tendo em vista as constatações supramencionadas, percebe-se a importância do tema abordado neste trabalho. O mesmo é composto por uma revisão bibliográfica na qual são apresentados conceitos relacionados à estrutura, materiais (concreto, aço e concreto armado), elementos estruturais (blocos, pilares, vigas e lajes) e critérios de dimensionamento estrutural. Seguidos da metodologia utilizada no trabalho e apresentação e análise dos resultados. Ressaltam-se ainda as considerações do trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo mostrar a importância da relação entre a arquitetura e a estrutura de uma edificação, por meio de análises estruturais de diferentes modelos em concreto armado.

2.2 Objetivos Específicos

- Adotar modelos estruturais em concreto armado compatíveis com o tipo de edifício em estudo;
- Comparar quantitativamente o consumo dos materiais empregados em cada modelo adotado, verificando-se área de formas, volume de concreto e peso aço para cada um deles;
- Analisar os esforços internos e deformações das vigas, com base na variação dos vãos entre pilares;
- Apresentar resultados que possibilitem definir qual seria a melhor solução a ser adotada, dentre as estudadas, para o edifício em questão.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Estrutura

Segundo Rebello (2000), estrutura é, intuitivamente, tudo aquilo que sustenta, tal como o esqueleto humano. Apesar disso, o conceito de estrutura é mais amplo e encontra-se em todas as áreas do conhecimento humano. No caso das edificações, a estrutura é um conjunto de elementos (lajes, vigas e pilares) que se inter-relacionam – laje apoiando em viga, viga apoiando em pilar – para desempenhar uma função: criar um espaço em que pessoas exercerão diversas atividades.

Esse conjunto de elementos que compõe a estrutura é o caminho pelo qual as forças que atuam sobre ela transitam até chegar a seu destino final, o solo. O caminho natural que as forças gravitacionais tendem a tomar é o da vertical, mas se for oferecido a estas forças um caminho diferente, mais longo, elas serão obrigadas a toma-lo, desviando-se, assim, de sua tendência natural e provocando esforços que solicitarão os elementos presentes nesse caminho. Uma estrutura com muitos caminhos (elementos) tende a tê-los mais estreitos; já as com poucos caminhos sofrem um maior acúmulo de forças em cada um, obrigando-os a serem mais largos.

Do ponto de vista puramente estrutural, ou de menores esforços, é óbvio que uma estrutura com menos caminhos é melhor, pois é menor o percurso para a carga até o solo. No entanto, ao projetar, muitos aspectos devem ser levados em conta, como a facilidade na construção, a estética, o fator econômico, etc. Portanto, a melhor solução é aquela que procura resolver da melhor maneira os requisitos impostos. Para tal, é importante estabelecer uma hierarquia de quesitos aos quais a solução deverá atender, de maneira que se estabeleçam categorias de importância, de forma que a solução escolhida atenda muito bem aos mais importantes e bem aos menos importantes.

Conceber uma estrutura, não significa necessariamente materializá-la. A concepção da estrutura é anterior ao seu dimensionamento. Significa ter consciência

da possibilidade de sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber os sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo; é definir os materiais que, da maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas. Não se pode imaginar uma forma independente de uma estrutura, ou uma estrutura que não tenha forma. É muito comum ver-se a arquitetura como a criadora de formas que aparentemente possam existir independentes de sua estrutura, dos materiais que serão utilizados e do processo construtivo. O que acontece é que nem sempre o criador da arquitetura tem consciência de que no seu ato criador dos espaços está inerente o ato criador da estrutura.

Não é o cálculo estrutural que concebe uma forma, mas sim o esforço idealizador da mente humana. O cálculo existe para comprovar e corrigir o que se criou. É uma ferramenta com a qual se manipula um modelo físico. Muitas vezes, a aplicação de um modelo matemático a um modelo físico, na tentativa de descrever seu comportamento da maneira mais próxima do real, torna-se inviável devido à complexidade dos cálculos envolvidos. Neste caso, simplificações nem sempre realistas são feitas, para tornar o cálculo exequível até para os mais refinados computadores. Por isso, é importante ter-se em mente que, por mais precisos que sejam, os cálculos nem sempre conseguem traduzir com precisão a realidade.

3.2 Estrutura x Arquitetura

À primeira vista, pode parecer que a única e exclusiva função da estrutura em uma edificação é a de mantê-la estável. Ninguém constrói uma obra só para resistir a esforços, caso contrário esta seria apenas um modelo de ensaio. Constrói-se uma obra para muitas funções, como abrigar pessoas e objetos, agradar os sentidos de quem a vivencia, e assim por diante. A função estática, a de esqueleto de sustentação, é sempre percebida e valorizada, pois, sem a estrutura, o edifício não fica de pé. Outros aspectos, como a influência nos sentidos humanos, provocada pela opção por determinado material e sistema estrutural, são frequentemente jogados a um segundo ou terceiro plano, quando não esquecidos totalmente.

Como exemplo, a colocação de poucos pilares, em ambientes muito amplos, pode torna-los desagradáveis. Esses aspectos da estrutura na composição dos espaços são pouco pensados no instante da concepção do projeto. Segundo Forrest Wilson, “o que é lógico e racional em estrutura não é necessariamente humanamente desejável”.

Normalmente é o fator econômico que define a escolha de um material ou sistema estrutural, mas, mesmo assim, a relação custo-benefício de uma opção obtida dependerá sempre de argumentos extremamente subjetivos.

A escolha de um sistema estrutural deveria envolver também a consciência de três instantes na história de vida da obra: passado, presente e futuro. O passado de uma obra abrange a escolha do material, a solução estrutural, sua construção e as relações dessas questões com os aspectos energéticos, ambientais e ecológicos. O presente se refere ao uso cotidiano, incluindo os efeitos nos sentidos humanos. O futuro da obra se refere a sua manutenção.

De nada adianta uma solução de projeto que empregue um material e um sistema estrutural corretamente escolhidos, onde os aspectos de obtenção, execução, da agradável solução estática, do conforto dos espaços criados são satisfatórios, se sua manutenção tornar-se tão problemática a ponto de todas as vantagens prévias perderem seu significado.

Esse trinômio: obtenção, uso e manutenção, é, sem dúvida, difícil de solucionar, e nem sempre é possível saber se existe uma solução, mas o importante é que ele seja levado em conta no momento da concepção do projeto.

É muito comum entender-se a arquitetura como a criadora das formas, como se essas pudessem acontecer isoladamente e independentemente da estrutura, do material do qual é produzida e dos processos de produção.

A estrutura e a forma, ou seja, a arquitetura, são um só objeto, isso faz com que seja impossível conceber uma e não conceber a outra. Arquitetura e estrutura nascem juntas, portanto aquele que cria a forma, automaticamente também cria a estrutura. O ato de desenhar um pequeno espaço de um edifício compromete seu autor com a solução da estrutura.

Conceber uma obra significa necessariamente pensar uma intenção de estrutura. Toda construção pressupõe uma estrutura, um material e uma técnica de construção. Dessa forma, arquitetura e estrutura nascem juntas, no momento do projeto. Embora óbvio, trata-se de um aspecto nem sempre consciente de quem projeta, como se a estrutura pudesse vir depois.

Abaixo uma análise de Lopes, Bogeá e Rebello (2006) de uma obra exemplar de que estrutura e arquitetura são partes indissociáveis num raciocínio de projeto: Museu de Arte Moderna (MAM), Rio de Janeiro (1954), de Affonso Reidy, com projeto estrutural da engenheira Carmem Portinho.

Figura 1: MAM – Museu de Arte Moderna – Rio de Janeiro/RJ



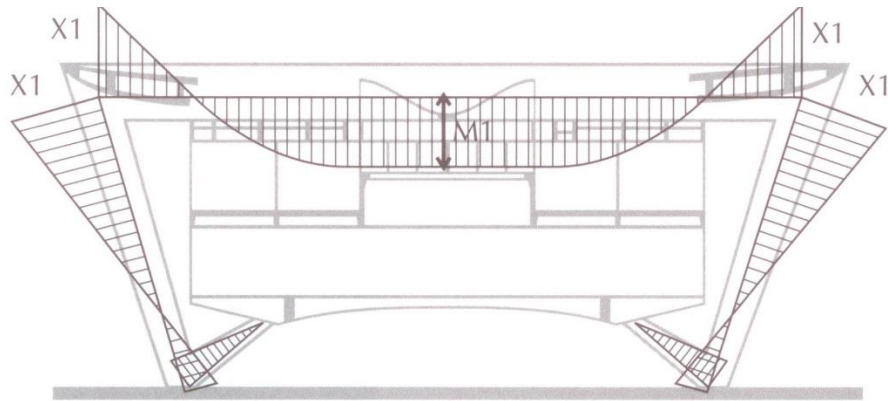
Fonte: <http://www.riodejaneirohotel.com.br/>, acessado em 10/04/14

O MAM é um edifício em concreto armado constituído por pórticos sucessivos que elevam o corpo da estrutura do solo. Esses pórticos sustentam a laje do primeiro pavimento por meio de um apoio indireto, um tipo de “mão-francesa”, integrante do pórtico.

O pórtico é um sistema estrutural composto de barras rigidamente ligadas nos nós. É, por si só, uma forma de vencer grandes vãos com dimensões menores que as das vigas simplesmente apoiadas. Neste edifício, a opção por um apoio indireto da estrutura no primeiro piso cria um momento na base do pórtico que reduz os esforços ao longo da viga. As lajes intermediária e de cobertura são atirantadas à viga superior.

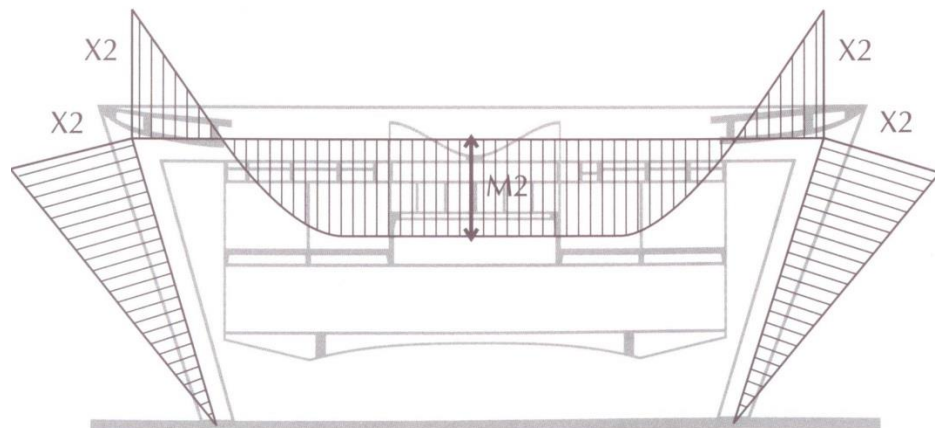
A figura 2 mostra como os esforços de flexão no pórtico do edifício são atenuados pelo desenho, em comparação com outro pórtico em que esses elementos são ausentes (figura 3).

Figura 2: Diagrama de momento fletor no pórtico



Fonte: Arquiteturas da Engenharia ou Engenharias da Arquitetura, LOPES, BOGEÁ e REBELLO, 2006

Figura 3: Diagrama de momento fletor no pórtico com elementos ausentes



Fonte: Arquiteturas da Engenharia ou Engenharias da Arquitetura, LOPES, BOGEÁ e REBELLO, 2006

A divisão de trabalho entre engenheiros e arquitetos não é natural, é consequência de necessidades operacionais criadas artificialmente ao longo da história. Essa divisão, por vezes necessária, causou a separação de atribuições,

criando a falsa ideia de que arquitetura é coisa somente de arquiteto e estrutura apenas de engenheiro.

Muitas vezes pode ocorrer que, devido à deturpação provocada pela divisão de trabalho, o arquiteto negue-se a preocupar-se ou pensar sobre a estrutura, mal sabendo que, quer queira que não, ao criar a arquitetura, a estrutura está bem a sua frente, também criada paralelamente por ele.

Como geralmente quem cria a arquitetura é o arquiteto, que concebe a estrutura, resta ao engenheiro a tarefa não menos importante e criativa de materializar a estrutura, torná-la estável e de fácil execução, com a melhor relação custo-benefício. Sem dúvida, uma tarefa árdua que exige conhecimento sim, mas também muita sensibilidade. Infelizmente, muitos profissionais engenheiros, por sua vez, esquecem que um bom projeto de estrutura é também resultado de uma aguçada sensibilidade e da mesma inspiração que orienta os arquitetos.

Nem sempre se pode afirmar qual é a melhor solução estrutural a se adotar, mas, sem dúvidas, pode-se afirmar que a pior solução é aquela que apresenta a maior discrepância entre os objetivos do projeto de arquitetura e dos objetivos do projeto de estrutura. Esse desencontro, infelizmente, não é raro e ocorre com mais frequência do que seria desejável. Um dos motivos mais corriqueiros de isso acontecer é a desinformação que um profissional de uma área tem em relação à área do outro.

Os desencontros são, por si só, um grande fator de perda de qualidade das soluções encontradas, não só estruturais como arquitetônicas. Uma melhor troca de informações entre arquitetos e engenheiros não só é desejável, como extremamente necessária para que se produzam soluções mais criativas em ambas as áreas.

O projetista de estrutura (engenheiro civil), quando chamado pelo projetista da forma (arquiteto) para juntos desenvolverem um projeto, deve ter com este, ao mesmo tempo que uma afinidade conceitual, posições de confronto que geram, nesta contradição, tensões que originem forças capazes de rasgar o véu que encobre a obra criativa.

A discussão conceitual da forma e da estrutura deve ser priorizada para que o modelo matemático seja consequência, e não a razão do projeto. Precisa haver muito cuidado nessa fase, principalmente por parte do engenheiro, para que este não se apegue fielmente a fórmulas matemáticas e restrições normativas que possam restringir de maneira irreparável todo o rico processo de idealização da edificação.

As necessidades utilitárias da sociedade atual romperam o elo histórico e natural entre a concepção arquitetônica e estrutural, elo este que precisa ser refeito o mais rápido possível. Um dos empasses à consolidação dessa harmonia natural entre arquitetura e estrutura é o fato de que arquitetos e engenheiros, em grande parte, ainda entendem estrutura apenas como o arcabouço que, introduzido no espaço arquitetônico, dá-lhe sustentação. Arquitetura e estrutura são pensadas apenas como elementos que se complementam. Não é sem motivo que o projeto de estrutura é convencionalmente chamado de projeto complementar ao de arquitetura. Na verdade, não existem dois projetos, mas um único, com ênfases diferentes. Dele fazem parte a arquitetura, com ênfase na coordenação dos espaços, e a estrutura, com ênfase na coordenação dos elementos sustentantes.

Vale a pena chamar a atenção para o fato de que muitos engenheiros, graças à sua formação bastante acadêmica, acreditam tanto no cálculo como único respaldo ao projeto, que muitas vezes se afastam do que é bom senso e deixam de enxergar a realidade, esquecendo que aquele cálculo em que tanto confiam é fruto de simplificações, que, apesar de necessárias, afastam-se da real descrição do fenômeno. Acreditar apenas nos resultados matemáticos, sem uma reflexão, é no mínimo, uma postura ingênua.

A análise numérica é feita hoje por meio de computadores pessoais que usam programas bastante sofisticados. Esses programas afastam, e é exatamente esta a função, o usuário dos processos físicos e matemáticos utilizados. Quando, por qualquer motivo, os dados forem fornecidos inadequadamente, os resultados serão fatalmente falsos. O profissional menos atento pode aceitar esses resultados sem uma análise crítica, podendo cometer erros grosseiros.

Para evitar esses enganos perigosos, é importante que se tenha uma previsão dos resultados e de sua ordem de grandeza, pois, só assim, a utilização dos equipamentos eletrônicos e seus *softwares* será adequada. Só aquele que se habituou a enxergar a estrutura como algo além dos resultados numéricos poderá adquirir essa capacidade de previsão.

Seria interessante que, para uma melhor evolução do conhecimento estrutural, os engenheiros de estrutura perdessem um pouco a atitude arrogante de que só o conhecimento lógico, cartesiano e matemático é correto, e mais humildemente atentassem para as outras possibilidades menos ortodoxas. (REBELO, 2005)

3.3 Materiais

Os materiais de construção são tão importantes que a História, nos seus primórdios, foi dividida conforme a predominância da utilização de um ou outro material. Exemplos são a Idade da Pedra e Idade do Bronze.

Nas civilizações primitivas, o homem utilizava os materiais assim como os encontrava na natureza, sem nenhum tipo de trabalho. Entretanto, não demorou muito para que descobrisse que poderia modelá-los e adaptá-los a suas necessidades. Até a época dos grandes descobrimentos, a técnica existente se resumia em modelar os poucos materiais encontrados, empregando-os quase sempre da mesma maneira. Os materiais mais utilizados na construção eram, basicamente, a pedra, a madeira e o barro. Os metais eram utilizados em menor escala, e os couros e as fibras vegetais em escalas menores ainda.

Com o tempo, foram aumentando as exigências e necessidades do homem. Ele passou a demandar materiais de maior resistência, durabilidade, maleabilidade e melhor aparência dos que aqueles até então eram utilizados. Assim, por exemplo, é o caso do concreto armado. Durante muito tempo, para grandes vãos e cargas, só se usou a pedra. Tornou-se necessário um material que tivesse sua confecção e moldagem mais fáceis, que fosse trabalhável como o barro e resistente como a pedra. Surgiu daí o concreto. Posteriormente, com a difusão do uso desse material, buscou-se, naturalmente, aperfeiçoá-lo para que pudesse vencer grandes vãos – apareceu o concreto armado, que, por sua vez, incentivou a pesquisa dos aços e, com o tempo, levou ao concreto protendido. (BAUER, 2000)

Atualmente os materiais estruturais mais utilizados são o concreto e o aço. Por vezes, eles se completam, e em outras, competem entre si, de modo que muitas estruturas de mesmo tipo e função podem ser construídas com qualquer um desses materiais.

O aço é produzido sob condições rigidamente controladas, sempre em um ambiente industrial sofisticado. As propriedades de cada tipo de aço são determinadas em laboratório e apresentadas no certificado do fabricante. Portanto, o

projetista de estruturas metálicas precisa somente especificar o aço conforme as normas, e o construtor deve somente garantir que o aço correto seja utilizado e que as ligações entre os elementos sejam corretamente executadas.

Já na construção de um edifício em concreto, a situação é totalmente diferente. Assim como no aço, a qualidade do cimento é garantida pelo fabricante, sendo assim, quando escolhido adequadamente, dificilmente a causa de falhas em estruturas de concreto. Entretanto, não é o cimento o material de construção, e sim o concreto.

É possível obter concreto de qualidade especificada a partir de uma empresa fornecedora de concreto pré-misturado, mas mesmo assim são somente as matérias-primas que são adquiridas. O transporte, o lançamento e, acima de tudo, o adensamento influenciam e muito na qualidade final do concreto. (NEVILLE e BROOKS, 2010)

3.3.1 Concreto

O concreto é obtido por meio da mistura adequada de cimento, agregado fino, agregado graúdo e água. Em algumas situações são incorporados produtos químicos ou outros componentes, como microsílica, polímeros, etc. As adições tem a finalidade de melhorar algumas características, tais como: aumentar a trabalhabilidade e a resistência e retardar a velocidade das reações químicas que ocorrem no concreto.

As diversas características que o concreto endurecido deve apresentar para que possa ser utilizado dependem fundamentalmente do planejamento e dos cuidados tomados na sua execução. O planejamento consiste em definir as propriedades necessárias do concreto, analisar e escolher os materiais existentes ou disponíveis, estabelecer uma metodologia para estabelecer o traço, os equipamentos para a mistura, o transporte, o adensamento e a cura. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1 Concreto fresco

As principais propriedades do concreto fresco são a consistência, a trabalhabilidade e a homogeneidade. O concreto, mesmo depois de endurecido, é um material composto por elementos em todas as fases (gases, líquidos, gel e sólidos), caracterizando-se como essencialmente heterogêneo. O que se busca ao preparar o concreto estrutural é obter um material predominantemente sólido, com elevada resistência e com poucos espaços vazios. É obtido através da adequada hidratação do cimento, de modo que a pasta resultante possa envolver e aderir satisfatoriamente os sólidos presentes.

Uma etapa que merece atenção por sua importância na moldagem da estrutura, interferindo sensivelmente em suas características finais, é o adensamento a que o concreto é submetido, de modo a ocupar todos os espaços da fôrma, sem deixar vazios e sem que haja a segregação de seus materiais componentes. Outro fator que interfere nas propriedades do concreto e na qualidade e durabilidade da estrutura é a cura a que ele deve ser submetido logo após o adensamento e início da pega. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1.1 Consistência

A primeira propriedade do concreto fresco que deve ser considerada é a consistência. Ela corresponde a maior ou menor capacidade que o concreto fresco tem de se deformar; está relacionada ao processo de transporte, lançamento e adensamento do concreto, e normalmente varia com a quantidade de água empregada, granulometria dos agregados e pela presença de produtos químicos específicos.

Concretos com menor consistência devem ser empregados em elementos com alta taxa de armadura, que apresentam uma maior dificuldade de adensamento. Não havendo grande quantidade de armadura nas peças, é melhor utilizar um concreto com maior consistência, e, em princípio, com menor quantidade de água.

Uma maneira de medir a consistência do concreto é por meio do ensaio de “slump”, onde o abaixamento de uma quantidade predeterminada de massa é medido, colocando-se o concreto em um molde metálico normalizado de forma tronco-cônica, quando o molde for retirado. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1.2 Trabalhabilidade

Quando o concreto apresenta características (consistência e diâmetro máximo do agregado) adequadas ao tipo da obra a que se destinam (dimensões das peças, afastamento e distribuição das barras das armaduras) e aos métodos de lançamento, de adensamento e de acabamento, diz-se que ele é trabalhável.

Portanto, o conceito de trabalhabilidade é muito mais subjetivo do que físico. Não é apenas uma característica inerente ao próprio concreto, envolve também as considerações relativas à natureza da obra e aos métodos de execução adotados. Como exemplo dessa variabilidade, um concreto conveniente para peças de grandes dimensões e pouco armadas pode não o ser para peças delgadas e muito armadas. Um concreto pode, portanto, ser trabalhável num caso e não o ser em outro. Há, ainda, misturas que não são trabalháveis em caso algum.

A trabalhabilidade do concreto é fundamental para se conseguir compactação que assegure a máxima densidade possível, com aplicação de uma quantidade de trabalho compatível com o processo de adensamento a ser empregado. (BAUER, 2000)

3.3.1.1.3 Homogeneidade

A distribuição dos agregados graúdos dentro da massa de concreto é um fator importante de interferência na qualidade do concreto. Quanto mais uniformes, ou regulares, os agregados graúdos se apresentarem dispersos na massa, estando completamente envolvidos pela pasta, sem apresentar desagregação, melhor será a qualidade do concreto, principalmente no que diz respeito à permeabilidade e à

proteção proporcionada à armadura, além de resultar em um melhor acabamento. Essa distribuição dos agregados é a homogeneidade. Então, quanto maior a homogeneidade do concreto, melhor será a qualidade da estrutura resultante.

Uma homogeneidade satisfatória pode ser alcançada levando-se em conta fatores como a boa mistura do concreto durante a etapa de fabricação, um cuidadoso transporte até o local de utilização na estrutura e um cuidadoso lançamento do concreto nas fôrmas e em adensamento. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1.4 Adensamento

Para obtenção de concreto compacto com o mínimo possível de vazios, após a colocação do concreto nas fôrmas, há necessidade de compactá-lo através de processos manuais ou mecânicos, que provocam a saída do ar, facilitam o arranjo interno dos agregados, melhoram o contato do concreto com as fôrmas e as ferragens. (BAUER, 2000)

O adensamento do concreto é uma das etapas mais importantes na execução das estruturas e interfere sensivelmente nas características e propriedades finais delas. De maneira geral, o adensamento, para obras de pequeno e médio porte, é feito por meio da aplicação de energia mecânica no concreto.

Existe uma série de recomendações técnicas para o uso de vibradores mecânicos, de maneira que não falte energia à mistura, provocando o aparecimento de vazios (bicheiras), ou ocorra um excesso, causando a separação dos elementos (segregação). (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1.5 Início do endurecimento (pega) do concreto

O endurecimento do concreto começa poucas horas depois de sua produção, e o período entre o início do endurecimento até ele atingir uma situação em que possa ser desenformado, mesmo antes de ter atingido a resistência máxima, é

chamado de “pega”. Geralmente, define-se o início da pega quando a consistência em que o concreto se encontra não permite mais sua trabalhabilidade, ou seja, quando não é mais possível lançá-lo nas fôrmas e adensá-lo.

Um meio prático de caracterizar o início da pega é fazendo a medição da profundidade de penetração de uma haste, de peso e tamanho previamente conhecidos, no concreto. Quando a profundidade alcançada apresentar um valor menor que um limite preestabelecido, considera-se que está iniciada a pega, devendo-se, então, começar os procedimentos de cura. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.1.6 Cura do concreto

Entendemos por “cura do concreto” um conjunto de medidas que tem por objetivo evitar a evaporação da água usada na mistura do concreto e que deverá reagir com o cimento, hidratando-o.

As inúmeras qualidades desejáveis num bom concreto, como resistência mecânica à ruptura e ao desgaste, impermeabilidade e resistência ao ataque de agentes agressivos, são extremamente favorecidas e até mesmo somente conseguidas através de uma boa cura.

O período mais crítico é quando o concreto acabou de ser lançado, período em que fica muito sensível à ação do Sol e do vento que, provocando a evaporação da água da mistura, impossibilitando a plena hidratação do cimento, além de promover um forte aumento no fenômeno da retração, responsável pelo aparecimento de fissuras e trincas, o que torna o concreto menos resistente e mais suscetível ao ataque de agentes agressivos.

Hoje em dia já está totalmente estabelecido o fato de que, quanto mais perfeita e mais demorada a cura, melhores serão as características do concreto.

Quanto ao período de cura, é preciso levar em conta as exigências técnicas, que determinam que ele seja o mais longo possível, e as exigências econômicas, que tendem a restringi-lo ao máximo, buscando conciliar os dois requisitos.

É preciso providenciar uma cura adequada de acordo com o tipo da obra, com o tipo de peça e com os requisitos a que estas estarão submetidas, de ordem mecânica ou de impermeabilidade, ou resistência a ataques de agentes agressivos. Quanto mais severas forem as condições de exposição posteriores, mais perfeita e demorada deverá ser a cura. (BAUER, 2000)

3.3.1.2 Concreto endurecido

No concreto endurecido, as principais características de interesse são as mecânicas, destacando-se as resistências à compressão e à tração. Ainda não foi possível estabelecer uma lei única para determinar a resistência dos materiais que seja válida para todo tipo de solicitações possíveis. Por isso, no caso do concreto, não é possível conhecer diretamente, por exemplo, seu comportamento quanto à flexão, torção, cisalhamento, conhecendo-se a resistência encontrada em um ensaio relativo à compressão.

No entanto, no estágio em que se encontra hoje o desenvolvimento do cálculo de estruturas de concreto armado, considera-se como aproximação razoável que a resistência do concreto para diversos tipos de solicitações seja função de sua resistência à compressão. Sendo assim, a NBR 6118:2003, traz uma série de expressões a partir das quais é possível obter, à partir da resistência a compressão, as resistências do concreto para diversos tipos de solicitações. De uma forma geral, essas expressões são empíricas.

A resistência do concreto também é função do tempo de duração da solicitação. Os ensaios, geralmente, são realizados de forma rápida, enquanto em construções o concreto é submetido a ações que, em sua maioria, atuam de forma permanente, reduzindo sua resistência ao longo do tempo. Além disso, a resistência medida é influenciada pela forma do corpo de prova e pelas próprias características dos ensaios. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.2.1 Resistência à compressão

A principal característica do concreto é sua resistência à compressão, a qual é determinada pelo ensaio de corpos de prova submetidos à compressão centrada. Esse ensaio também permite a obtenção de outras características, tal como o módulo de elasticidade.

Independente do tipo de ensaio realizado ou do tipo de solicitação, muitos fatores influenciam a resistência do concreto endurecido, dos quais os principais são o traço e a idade do concreto.

A resistência à compressão, obtida por ensaio de curta duração do corpo de prova (aplicação de carga de maneira rápida) é dada por:

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A}$$

em que:

f_{cj} = resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} = carga de ruptura do corpo de prova;

A = área da seção transversal do corpo de prova.

No Brasil, são utilizados corpos de prova cilíndricos, com diâmetro da base 15 cm e altura de 30 cm e também corpos com base de 10 cm e altura de 20 cm. Segundo a NBR 6118:2003, a resistência à compressão do concreto deve ser relacionada à idade de 28 dias e será estimada a partir do ensaio de determinada quantidade de corpos de prova. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.2.2 Avaliação da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo

Sabe-se que a resistência do concreto à compressão varia com o tempo. Segundo a norma NBR 6118:2003, a evolução da resistência à compressão com a idade deve ser obtida através de ensaios especialmente executados para tal. Na ausência desses resultados experimentais pode-se adotar, em caráter orientativo, os valores indicados no item 12.3.3 da norma. Porém, esse item refere-se apenas à resistência de cálculo do concreto e em relação aos 28 primeiros dias.

O valor da resistência do concreto à compressão em um tempo t (f_{cj}), em função da resistência padrão ($f_{c,28}$ – resistência aos 28 anos de idade), pode ser obtido por meio de uma expressão e de um gráfico encontrados na norma, que, aplicadas aos diversos tipos de cimento, conduz aos valores encontrados na tabela abaixo:

Tabela 1: Relações $f_{cj}/f_{c,28}$ admitindo cura úmida em temperatura de 21 a 30°C

Cimento Portland	Idade em dias									
	3	7	14	28	60	90	120	240	360	10.000
CPIII e CPIV	0,46	0,68	0,85	1	1,13	1,18	1,21	1,28	1,31	1,43
CPI e CPII	0,59	0,78	0,9	1	1,08	1,12	1,14	1,18	1,20	1,27
CPV	0,66	0,82	0,92	1	1,07	1,09	1,11	1,14	1,16	1,21

Fonte: Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2003, CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007

Os cimentos podem ser considerados como de endurecimento lento, normal e rápido, com os significados das siglas: CPI: cimento comum; CPII: cimento composto; CPIII: cimento de alto forno; CPIV: cimento pozolânico; CPV: cimento de alta resistência inicial. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.2.3 Resistência característica do concreto à compressão

Para se chegar ao valor da resistência do concreto à compressão, são necessários alguns ensaios de corpos de prova. Os valores da resistência encontrados em cada corpo de prova são mais ou menos dispersos, variando de uma obra para outra e também de acordo com o rigor com que se confecciona o concreto.

O problema é encontrar um valor que represente todos os valores de resistência à compressão encontrados nos diversos corpos de prova ensaiados, de um mesmo concreto.

A ideia inicial é adotar, para tal valor representativo, a média aritmética f_{cm} dos vários valores obtidos dos ensaios, chamada de resistência média à compressão. Entretanto, esse valor não representa fielmente a verdadeira qualidade do concreto na obra, pois não considera a dispersão dos resultados (entre dois concretos com a mesma resistência média à compressão, é mais confiável aquele com menor dispersão).

Por isso, tem sido adotado o conceito de resistência característica, uma medida estatística que leva em consideração não só o valor da média aritmética f_{cm} das cargas de ruptura dos ensaios, mas também o desvio da série de valores, por meio do coeficiente de variação δ .

A NBR 6118:2003 define que os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, tem certa probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança, e usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos do lote.

Portanto, define-se como resistência característica (f_{ck}) do concreto à compressão, o valor que apresenta grau de confiança de 95%, ou seja, f_{ck} é o valor da resistência, de modo que 95% dos ensaios estejam acima dele ou 5% abaixo. De acordo com essa definição e admitindo-se distribuição estatística normal dos

resultados (curva de Gauss), a resistência é expressa pelo quantil de 5% da distribuição:

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - 1,645 \cdot \delta)$$

ou

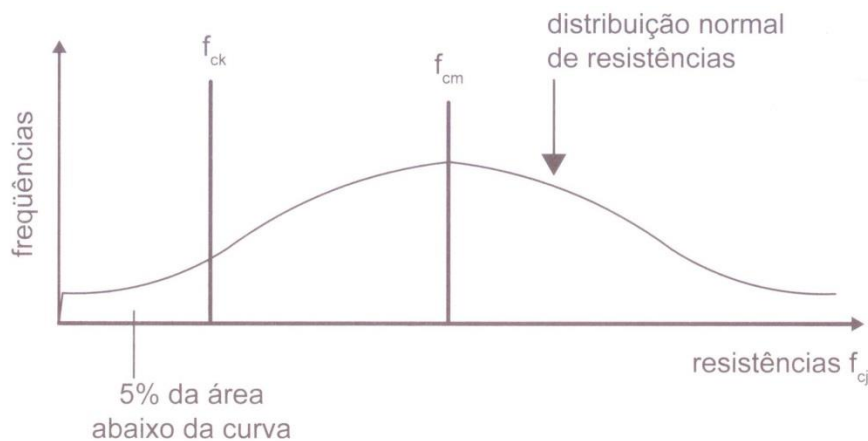
$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s$$

em que f_{cm} é a resistência média e δ , o coeficiente de variação, expresso por:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2}$$

Sendo $s = f_{cm} \cdot \delta$ o desvio padrão.

Figura 4: Distribuição normal dos resultados (adaptada de MONTROYA, 1991)



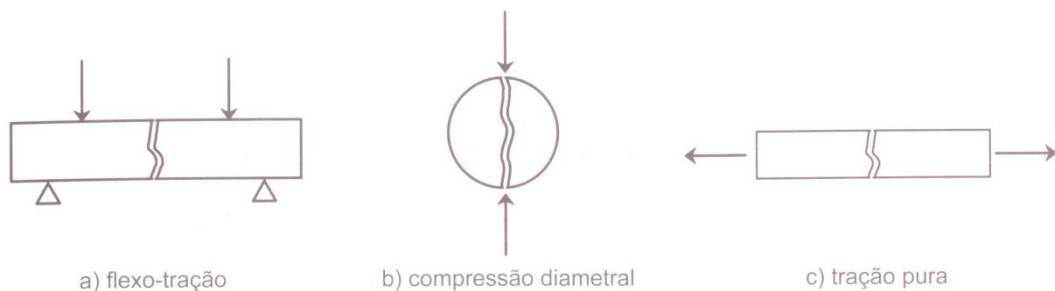
Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

A partir da resistência característica, a NBR 6118:2003 define classes para os concretos. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.2.4 Resistência característica do concreto à tração

Como o concreto é um material que resiste mal à tração, geralmente não se conta com a ajuda dessa resistência. Entretanto, a resistência à tração pode estar relacionada com a capacidade resistente da peça, como as sujeitas a esforço cortante, e, diretamente, com a fissuração, por isso sendo necessário conhecê-la. Existem três tipos de ensaio para se obter a resistência à tração: por flexo-tração, compressão diametral (tração indireta) e tração direta, como mostra a figura 5 abaixo:

Figura 5: Modos de ensaio de resistência do concreto à tração (MONTROYA, 1991)



Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

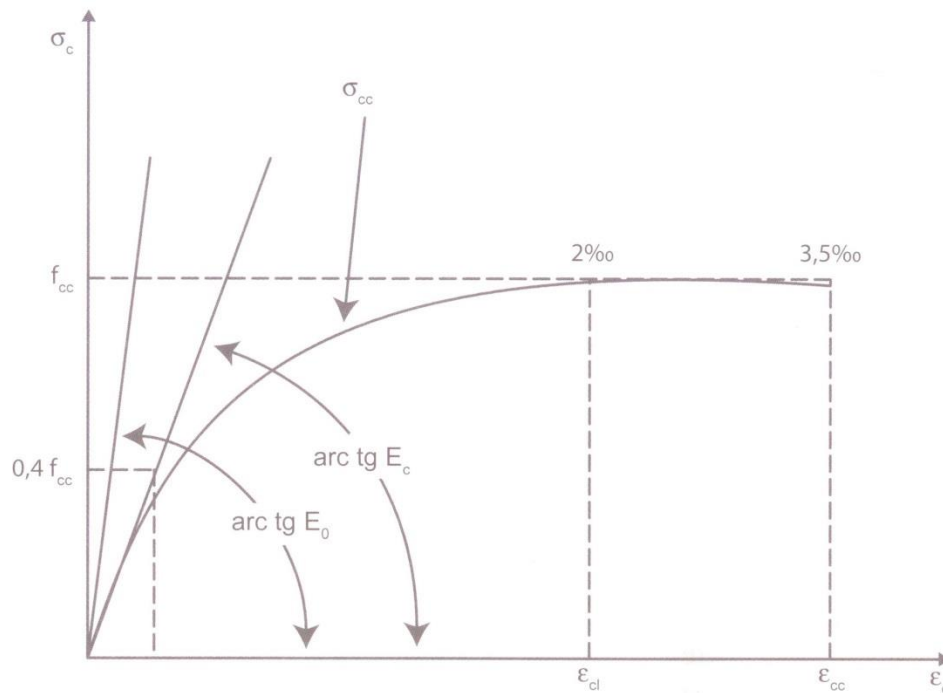
O ensaio de compressão diametral é conhecido como Ensaio Brasileiro de Resistência à Tração, que foi sistematizado pelo engenheiro e professor L. F. Lobo Carneiro. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.1.2.5 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação mostra as relações entre tensões (σ) e deformações específicas (ϵ) do concreto na compressão. É construído com os resultados obtidos nos ensaios de compressão, apresenta uma parte final parabólica

e outra inicialmente sensivelmente retilínea. Pode-se definir a partir do diagrama as seguintes características elásticas:

Figura 6: Diagrama tensão-deformação do concreto (adaptada de FUSCO, 1976)



Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

- módulo tangente: seu valor é variável em cada ponto e é obtido pela inclinação da reta tangente à curva nesse ponto;
- módulo de deformação tangente na origem (E_0) ou módulo de deformabilidade inicial: é obtido pela inclinação da reta tangente à curva na origem;
- módulo secante (módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal à compressão (E_c)): seu valor é variável em cada ponto e é obtido pela inclinação da reta que une a origem a esse ponto, ou seja:

$$E_c = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

em que σ é a tensão aplicada e ε , a deformação específica resultante.

Segundo a NBR 6118:2003, o módulo de elasticidade deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522:1984. Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos a cerca do concreto utilizado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial por meio da equação:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

com E_{ci} e f_{ck} expressos em MPa.

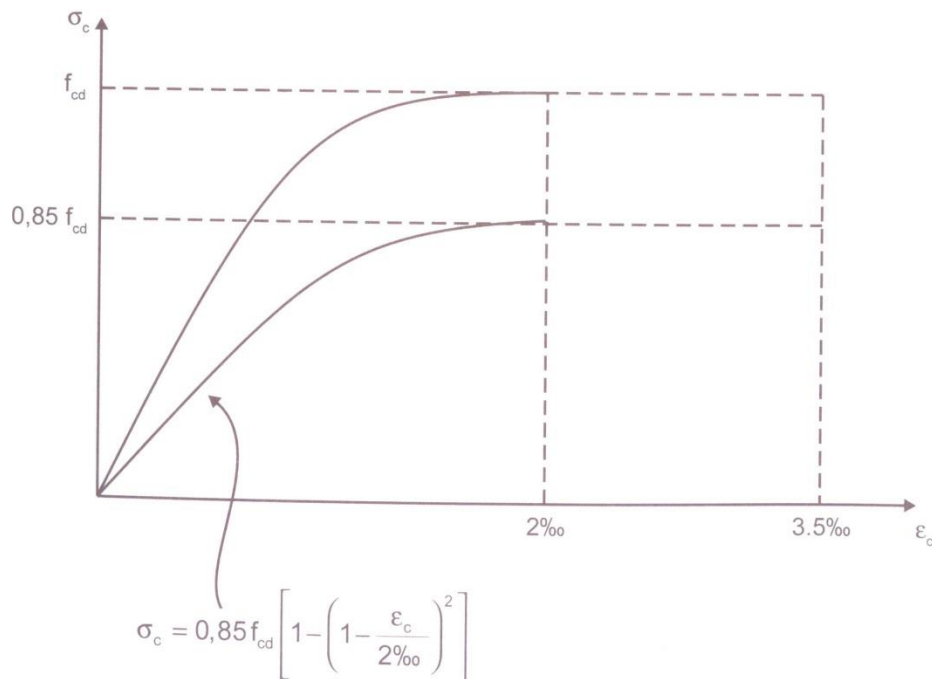
O módulo de elasticidade inicial em uma idade $j \geq 7$ dias, ainda segundo a norma, também pode ser avaliado pela mesma equação, substituindo f_{ck} por f_{ckj} . Quando for o caso, é esse o módulo de elasticidade a ser especificado em projeto e controlado na obra.

Já o módulo de elasticidade secante a ser utilizado em análises elásticas de projeto, principalmente para determinar esforços solicitantes e verificar estados-limite de serviço, deve ser calculado pela seguinte equação, com os valores expressos em MPa:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$$

Para análises no estado-limite último, pode ser utilizado o diagrama tensão-deformação idealizado, como mostra a figura 7 abaixo, em que se supõe que a variação de tensões no concreto ocorra de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido com tensão de pico igual a $0,85 \cdot f_{cd}$. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

Figura 7: Diagrama tensão-deformação do concreto (figura 8.2, NBR 6118:2003)



Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

3.3.1.2.6 Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson

O projeto e a análise de alguns tipos de estrutura exigem o conhecimento do coeficiente de Poisson do concreto, ou seja, a relação entre a deformação longitudinal e a deformação transversal resultante da aplicação de uma carga axial. Geralmente, o interesse é quando a carga é de compressão e, portanto, ocorre a contração longitudinal e expansão transversal. (NEVILLE e BROOKS, 2010)

Segundo a NBR 6118:2003, para as tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_c$, o coeficiente de Poisson pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal igual a $0,4 \cdot E_{cs}$. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.2 Aço

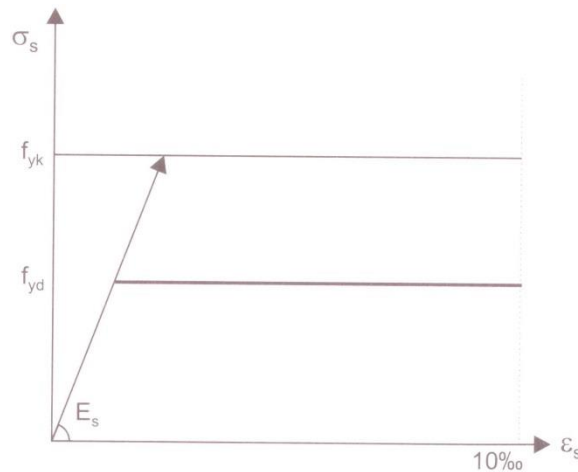
A norma NBR 7480:1996 define os tipos, as características e outros itens sobre as barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado.

As características mecânicas mais significantes para a definição de um aço, obtidas em ensaios de tração, são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.2.1 Resistência característica de escoamento

A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a máxima tensão que a barra ou o fio devem suportar. A partir dela, o aço passa a sofrer deformações permanentes, ou seja, sempre que o ensaio de tração for interrompido antes dessa tensão limite, o aço voltará ao seu tamanho original, sem apresentar qualquer tipo de deformação permanente. Esse é o caso dos aços que possuem patamar de escoamento definido (CA-25 e CA-50). O aço CA-60, por não apresentar esse patamar de escoamento definido, tem o valor de f_{yk} definido pela tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 2‰. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

Figura 8: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas (figura 8.4, NBR 6118:2003)



Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

3.3.2.2 Limite de resistência

O limite de resistência (f_{stk}) é a força máxima suportada pelo material, e com a qual ele se rompe. Em outras palavras, é o ponto máximo de resistência da barra, sendo seu valor obtido pela leitura direta na máquina de tração. A tensão máxima é definida pela razão entre essa força e a área da seção transversal da barra. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.2.3 Alongamento na ruptura

O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova, submetido à tração, correspondente à ruptura, expresso em porcentagem:

$$\varepsilon = \frac{l1 - l0}{l0} \times 100$$

em que $l0$ e $l1$ são os comprimentos inicial e final, respectivamente, de um trecho do corpo de prova. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.3.3 Concreto Armado

Concreto armado é o material estrutural constituído pela associação do concreto simples com uma armadura passiva, ambos resistindo solidariamente aos esforços a que a peça estiver submetida.

A solidariedade entre os materiais é garantida pela aderência entre o aço e o concreto. O que assegura a existência do material “concreto armado” é não existir o deslizamento ou escorregamento relativo entre ambos quando a peça é solicitada. Portanto, a solidariedade é uma condição básica para que o conjunto se comporte como uma peça monolítica, ou seja, é indispensável a aderência eficiente entre os materiais.

A associação aço-concreto visa, na sua concepção primeira, superar a deficiência das estruturas nas regiões de tração, ao mesmo tempo em que o concreto de boa qualidade e com espessura adequada trabalha para garantir o cobrimento, fornecendo um meio alcalino que protege o aço da corrosão, garantindo a durabilidade da estrutura.

Essa associação aproveita as principais vantagens de ambos os materiais, quanto à resistência, durabilidade e custo, destacando-se:

- a) Boa resistência à compressão do concreto. Com os componentes usuais e sem usar recursos sofisticados, podem-se alcançar resistências da ordem de 50 MPa. Com alguns aditivos, como a sílica ativa, podem-se obter valores de resistência superiores a 100 MPa.
- b) Elevada resistência à tração do aço. Os aços normalmente utilizados para concreto armado tem resistências nominais de escoamento de 500 e 600 MPa.
- c) A boa aderência entre o aço e o concreto, indispensável para essa atuação conjunta.
- d) A proteção do aço contra a corrosão fornecida pelo concreto.

- e) Os valores muito próximos dos coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto, o que contribui para minimizar os efeitos de variações de temperatura nas estruturas. (CLÍMACO, 2005)

3.3.3.1 Vantagens e desvantagens do concreto armado

As principais vantagens do uso do concreto armado em estruturas das mais diversas naturezas são:

- a) Facilmente adaptável às formas, por ser lançado em estado semifluido, o que abre enormes possibilidades para a concepção arquitetônica. Os aditivos plastificantes e fluidificantes, usados para aumentar a trabalhabilidade e fluidez do concreto, possibilitam lançamento do concreto em mangueiras sob pressão, em grandes alturas, com redução significativa dos custos e prazos das tarefas de transporte e lançamento.
- b) Economia nas construções pela possibilidade de obtenção de materiais nas proximidades da obra.
- c) Facilidade e rapidez na construção com o uso de peças pré-moldadas e de tecnologias avançadas para a execução de fôrmas e escoramentos.
- d) Durabilidade elevada. Os custos de manutenção das estruturas de concreto são baixos, quando atendidos os requisitos das normas técnicas pertinentes. No entanto, a manutenção preventiva é essencial, principalmente em edificações com exposição contínua a agentes agressivos ou com emprego de concreto aparente.
- e) Boa resistência a choques, vibrações e altas temperaturas.
- f) A resistência à compressão do concreto aumenta com o tempo.
- g) Uso de concretos de alta resistência ou alto desempenho. O grande impulso na indústria de aditivos para concreto permitiu obter concretos com elevadas resistências à compressão, acima de 100 MPa. As vantagens do uso desses concretos são enormes, especialmente em

peças comprimidas, com redução de dimensões e armaduras, além ao aumento da durabilidade.

As desvantagens mais marcantes do concreto armado como material estrutural são:

- a) Peso próprio elevado.
- b) Fissuração inerente à baixa resistência à tração. A tendência à fissuração se inicia na moldagem das peças, pela retração do concreto, e persiste durante toda a vida útil da estrutura, pelas condições ambientais e de utilização, movimentação térmica, etc.
- c) Consumo elevado de fôrmas e escoramento e execução lenta, quando utilizados processos convencionais de montagem de fôrmas e concretagem.
- d) Dificuldade em adaptações posteriores. Alterações significativas na edificação exigem revisão do projeto estrutural, o que implica, na maioria das vezes, a necessidade de reforço na estrutura.
- e) O concreto não é um material inerte e interage com o ambiente ao seu redor. As condições de agressividade ambiental vão determinar, em cada caso, a espessura da camada de concreto de cobrimento e proteção das armaduras. (CLÍMACO, 2005)

3.4 Sistemas e elementos estruturais

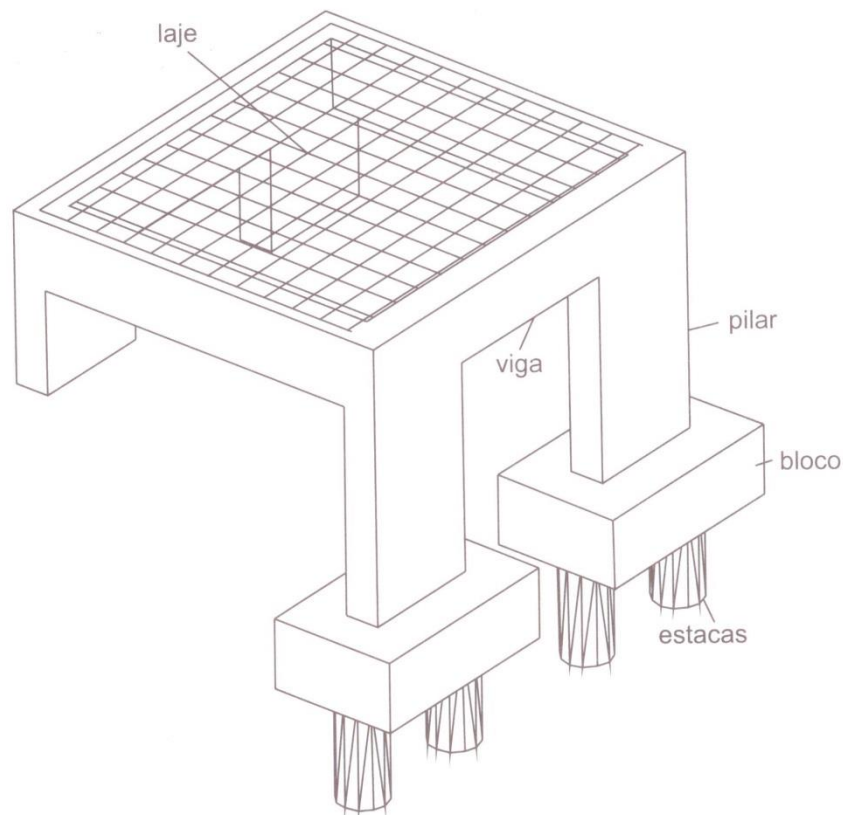
Elementos estruturais são peças que compõe uma estrutura geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares, etc). O modo como são dispostos pode ser chamado de sistema estrutural. Alguns comportamentos da estrutura são dependentes apenas dessa disposição ou arranjo, não influenciando o material com que são feitos os elementos.

A interpretação e a análise do comportamento real de uma estrutura são, normalmente, complexas e difíceis, e nem sempre são possíveis. Por isso, é importante considerar que, para montar modelos físicos e matemáticos na análise de construções de concreto armado, é preciso usar a técnica da discretização, que consiste em desmembrar a estrutura em elementos cujos comportamentos possam ser admitidos já conhecidos e de fácil estudo. Essa técnica possibilita que se consiga, da maneira mais simples possível, analisar uma estrutura com resultados satisfatórios.

Com a evolução dos computadores e dos programas sofisticados de cálculo estrutural, em muitos casos é possível em estudo global, sem o uso da discretização. No entanto, é muito importante compreender profundamente o funcionamento e o comportamento de cada um dos elementos que formam o conjunto estrutural.

A estrutura da figura abaixo pode ser imaginada como a de uma garagem de carros. A discretização pode ser feita da seguinte maneira: a laje de concreto suporta seu peso, os revestimentos e mais alguma carga acidental (água da chuva, pessoas, etc); as vigas recebem os esforços da laje e os transmitem, com seu próprio peso (mais peso de parede, se houver), para os pilares; estes recebem todas as cargas e as transmitem, também com seu peso, para as fundações.

Figura 9: Esquema estrutural em concreto armado de uma garagem

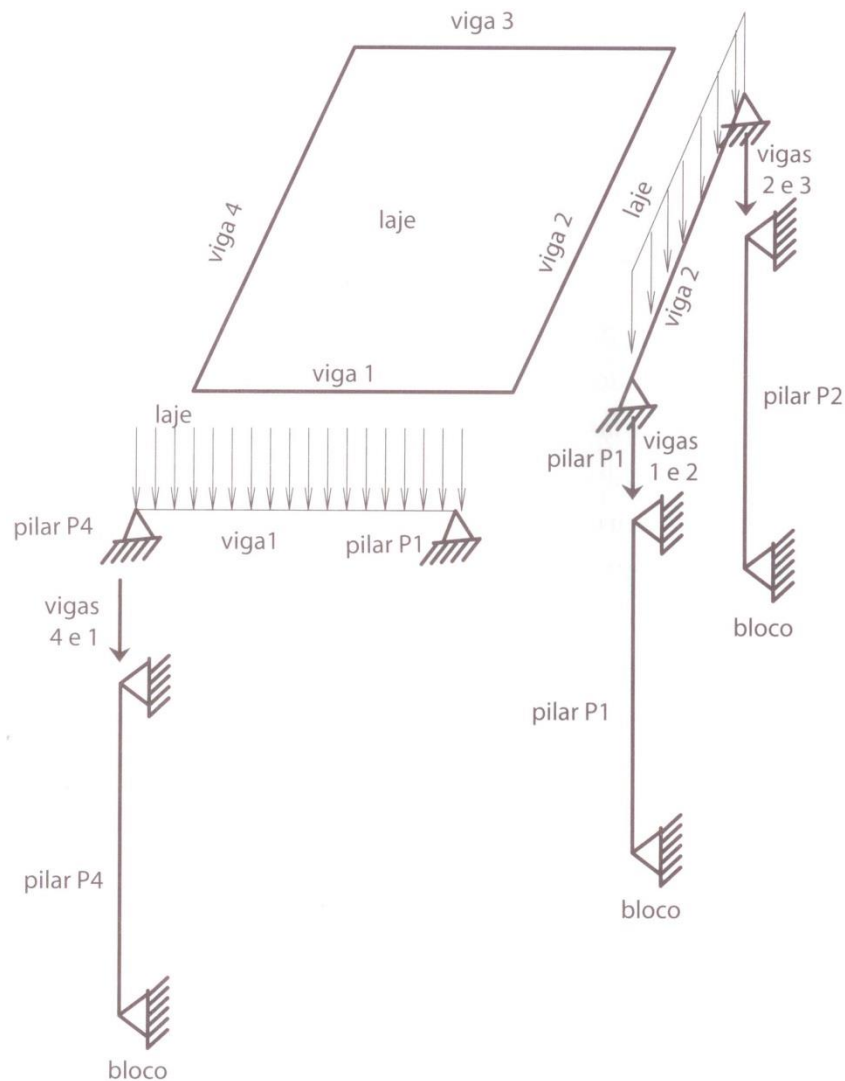


Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

A figura abaixo mostra como cada elemento da estrutura pode ser analisado. Dessa forma já está sendo montado um modelo físico de funcionamento do sistema e, para que se possa aplicar os conhecimentos da teoria das estruturas, são necessárias diversas simplificações. Por exemplo, as vigas são apoios indeformáveis na direção vertical para as lajes; os pilares fazem o papel de apoios indeslocáveis na vertical para as vigas e podem ser considerados, de modo grosseiro, como birrotulados em suas extremidades, e assim por diante. Nota-se que a viga 1 descarrega nos pilares P1 e P4 e a viga 2 nos pilares P1 e P2. Para encontrar a carga atuante no pilar P1, é preciso somar as reações das vigas 1 e 2.

A partir dessas simplificações, é possível identificar algumas estruturas estudadas em teoria das estruturas e calcular os esforços solicitantes máximos nas seções, com a ajuda dos conceitos da resistência dos materiais.

Figura 10: Discretização da estrutura da figura 9



Fonte: Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, CARVALHO E FIGUEIREDO, 2007

Pode-se optar entre dois tipos de estrutura: moldadas “in loco” e pré-moldadas. No primeiro caso, os diversos elementos da estrutura são moldados, ou seja, concretados, no local onde irão trabalhar. Caso a escolha seja por uma

estrutura pré-moldada, uma escolha precisará ser feita: os elementos serão produzidos no próprio canteiro ou serão encomendados de fabricantes especializados. A tendência atual é empregar estruturas pré-moldadas encomendadas, pois para produzi-las em canteiro seria preciso um investimento inicial muito grande, o que, na maioria das vezes, não seria compensador.

Fica evidente que as hipóteses de cálculo devem considerar o tipo de estrutura escolhida. No caso das peças pré-moldadas, deve-se dimensioná-las para as operações de transporte e considerar que, a princípio, não haverá monolitismo entre as ligações, característico das moldadas no local.

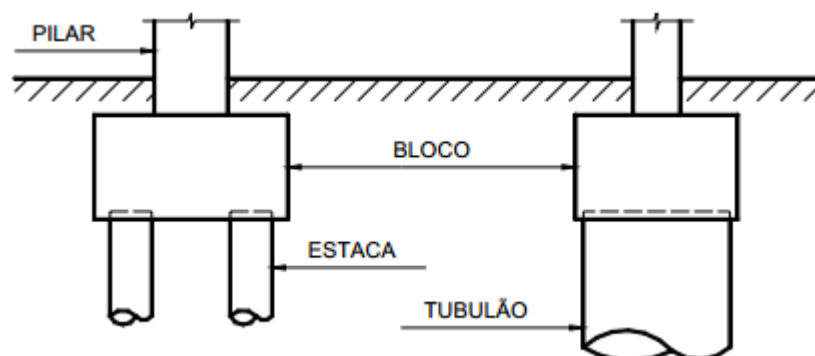
Concluindo, é importante destacar que para determinar o esforço que a fundação transmite ao solo, deve-se efetuar o cálculo na seguinte sequência: lajes, vigas, pilares (superestrutura) e fundações (infra-estrutura); nota-se que o cálculo é efetuado na sequência inversa da construção. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.4.1 Elementos estruturais

3.4.1.1 Blocos de fundação

Os blocos de fundação são utilizados para receber as ações dos pilares e transmiti-las ao solo, diretamente ou através de estacas ou tubulões.

Figura 11: Blocos de fundação



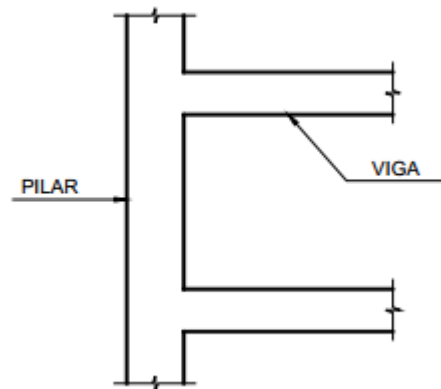
Fonte: Notas de aula: Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado, BASTOS, 2006

3.4.1.2 Pilares

Pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes” (NBR 6118/2003, item 14.4.1.2). São destinados a transmitir as ações às fundações, embora possam também transmitir para outros elementos de apoio. As ações são provenientes geralmente das vigas, bem como de lajes também.

Os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios quanto no aspecto de segurança. Além da transmissão das cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares podem fazer parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

Figura 12: Pilar



Fonte: Notas de aula: Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado, BASTOS, 2006

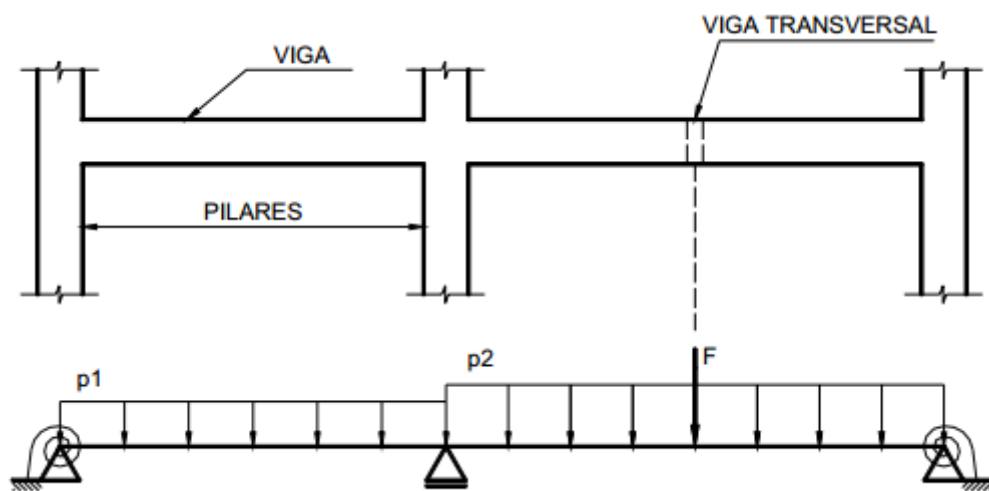
3.4.1.3 Vigas

Pela definição da NBR 6118/03 (item 14.4.1.1), vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”. As vigas são classificadas como barras e são normalmente retas e horizontais, destinadas a receber ações das lajes, de outras

vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares, etc. A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares.

As ações são geralmente perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas também fazem parte da estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

Figura 13: Viga



Fonte: Notas de aula: Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado, BASTOS, 2006

3.4.1.4 Lajes

As lajes são os elementos planos que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção. As ações são comumente perpendiculares ao plano da laje, podendo ser divididas em: distribuídas na área, distribuídas linearmente ou forças concentradas. As ações são normalmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares.

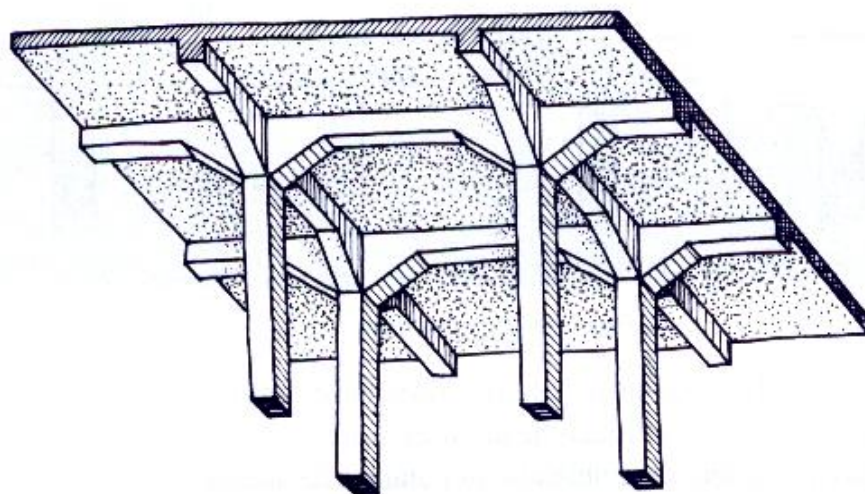
3.4.1.4.1 Lajes moldadas “in loco”

3.4.1.4.1.1 Lajes maciças

Laje maciça é aquela onde toda a espessura é composta por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, e apoiada em vigas ou paredes ao longo das bordas.

Nas pontes e edifícios de múltiplos pavimentos e em construções de grande porte, as lajes maciças são as mais comuns entre os diferentes tipos de laje existentes. As lajes maciças de concreto, com espessuras que normalmente variam de 7 cm a 15 cm, são projetadas para os mais variados tipos de construção, como edifícios de múltiplos pavimentos (residenciais, comerciais, etc.), muros de arrimo, escadas, reservatórios, construções de grande porte, como escolas, indústrias, hospitais, pontes de grandes vãos, etc. De modo geral, não são aplicadas em construções residenciais e outras construções de pequeno porte, pois nesses tipos de construção as lajes pré-fabricadas apresentam vantagens nos aspectos custo e facilidade de construção.

Figura 14: Laje maciça



Fonte: Notas de aula: Lajes, LIMA, 2008

3.4.1.4.1.2 Lajes nervuradas

A NBR6118/03 (item 14.7.7) define laje nervurada como “as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”. A resistência do material de enchimento (materiais inertes) não é considerada, ou seja, não contribui para aumentar a resistência da laje nervurada. São as nervuras, unidas e solidarizadas pela mesa (ou capa), que proporcionam a necessária resistência e rigidez.

A laje nervurada é particularmente indicada quando há necessidade de se vencer grandes vãos ou resistir a altas ações verticais. Ao vencer grandes vãos, as quantidades de pilares e vigas resultam menores.

As lajes nervuradas podem ser armadas em uma (unidirecional) ou em duas direções (em cruz ou bidirecional), em função da existência de nervuras em apenas uma ou nas duas direções.

Os materiais de enchimento podem ser constituídos por bloco cerâmico furado, bloco de concreto, bloco de concreto celular autoclavado, isopor, etc. As nervuras podem também ficar expostas ou aparentes quando não são colocados materiais inertes entre elas.

As lajes nervuradas apresentam as seguintes vantagens em relação às lajes maciças de concreto:

- menor peso próprio;
- menor consumo de concreto;
- redução de fôrmas;
- maior capacidade de vencer grandes vãos;
- maiores planos lisos (sem vigas).

Figura 15: Laje nervurada

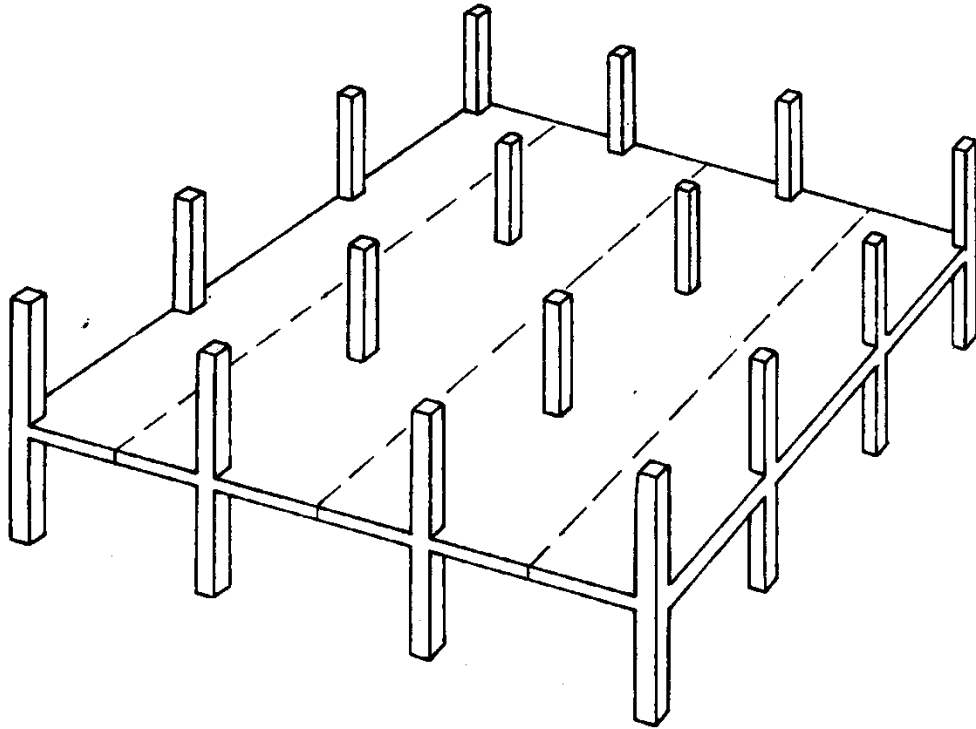


Fonte: <http://cddcarqfeevale.wordpress.com>, acessado em 23/03/2014

3.4.1.4.1.3 Lajes lisas ou planas

As lajes lisas são placas estruturais moldadas “in loco” apoiadas diretamente sobre os pilares, não havendo assim a existência de vigas de apoio. São também conhecidas como lajes puncionadas.

Figura 16: Laje lisa



Fonte: Notas de aula: Lajes, LIMA, 2008

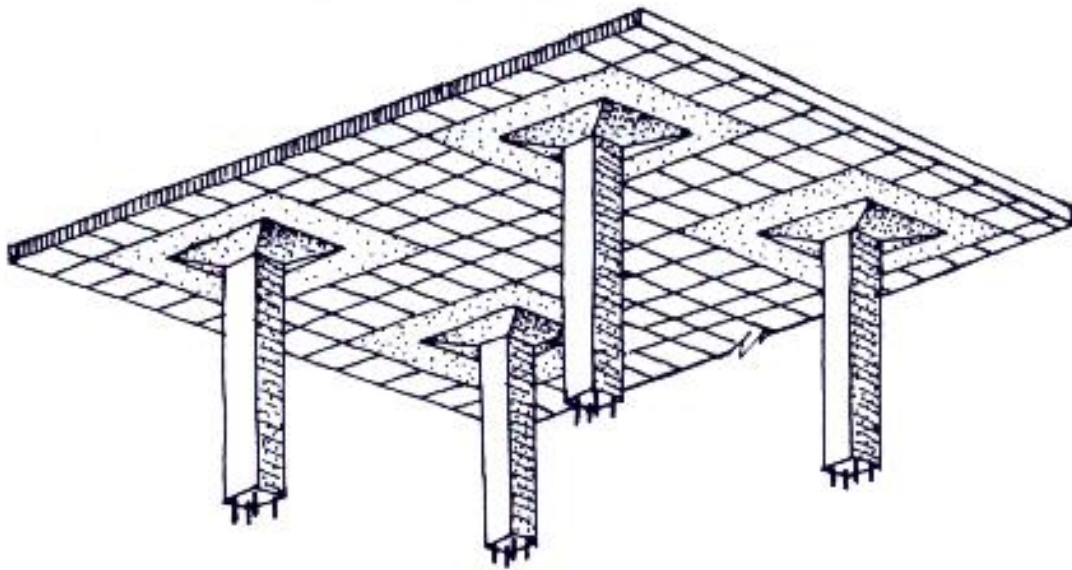
3.4.1.4.1.4 Lajes cogumelo

As lajes cogumelo seguem o mesmo princípio das lajes lisas, porém possuem capitéis ligando monoliticamente o pilar e a laje.

São normalmente armadas em duas direções ortogonais, apoiando-se diretamente sobre pilares, sendo ligadas monoliticamente sem a presença de vigas.

Os capitéis são alargamentos no topo dos pilares ligando o pilar e a laje, tendo como função o aumento da resistência à punção. Como o apoio torna-se mais largo que o pilar, diminuem-se também os esforços de flexão na região do apoio.

Figura 17: Laje cogumelo



Fonte: Notas de aula: Lajes, LIMA, 2008

3.4.1.4.2 Lajes pré-moldadas

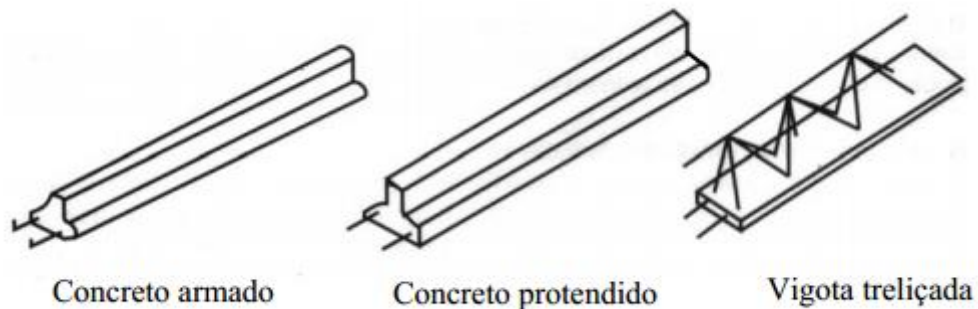
Laje pré-fabricada é toda aquela em que suas partes constituintes são, em sua maioria, executadas previamente em canteiro ou em fábrica, com a precisão dos métodos industriais. São lajes usadas para vencer vãos de até cerca de 12m, podendo ser executadas em concreto armado ou protendido.

3.4.1.4.2.1 Lajes com vigotas

Nessa alternativa, as nervuras são compostas de vigotas pré-moldadas, que dispensam o uso do tabuleiro da fôrma tradicional. Essas vigotas são capazes de suportar seu peso próprio e as ações de construção, necessitando apenas de cimbramentos intermediários. Além das vigotas, essas lajes são constituídas de elementos de enchimento, que são colocados sobre os elementos pré-moldados, e

também de concreto moldado no local. Há três tipos de vigotas, ilustradas na figura abaixo:

Figura 18: Tipos de vigota



Fonte: Notas de aula: Lajes, LIMA, 2008

3.4.1.4.2.1.1 Lajes treliçadas

A laje treliçada surgiu na Europa com o propósito de ser uma opção mais econômica que as lajes maciças de concreto, sendo utilizada em vários países do mundo.

Possibilitam vencer grandes vãos com menor peso próprio e redução de mão-de-obra durante sua execução. Na laje treliçada a armadura das nervuras tem a forma de uma treliça espacial. O banzo inferior é constituído por duas barras e o banzo superior por uma barra. Os banzos inferior e superior são unidos por barras diagonais inclinadas (em sinusóide), soldadas por eletrofusão. Proporcionam rigidez ao conjunto, melhoram o transporte e manuseio das vigotas já prontas e aumentam a resistência aos esforços cortantes.

Os blocos de enchimento exercem a função de dar forma ao concreto, dando forma às nervuras e à capa, além de proporcionarem superfícies inferiores lisas. Os materiais de enchimento devem ser preferencialmente leves e de custo baixo, sendo

mais comuns os de material cerâmico, principalmente para as construções de pequeno porte. Outros materiais são o concreto celular autoclavado e o EPS.

Figura 19: Laje treliçada



Fonte: <http://www.premoldrm.com.br>, acessado em 23/03/2014

3.4.1.4.2.2 Lajes alveolares

São lajes produzidas em concreto protendido alveolar, com aplicações em grandes vãos, reduzindo a espessura média da estrutura e proporcionando economia de material. Tem capacidade de carga muito superior à das lajes convencionais de concreto armado e, por isso, podem alcançar grandes vãos sem a necessidade de colocação de vigas sob as paredes. Dessa forma, proporcionam grande versatilidade do projeto de arquitetura.

Figura 20: Laje alveolar

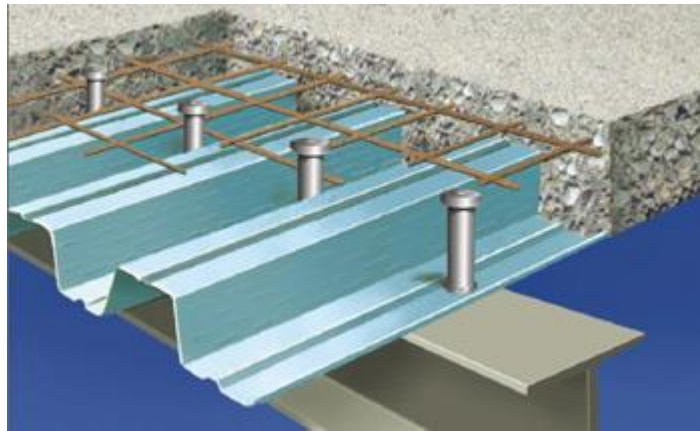


Fonte: <http://www.markaweb.com.br>, acessado em 24/03/2014

3.4.1.4.2.3 Steel Deck

A laje Steel Deck é composta por uma capa de concreto e uma fôrma de aço colaborante. A fôrma de aço é também utilizada como armadura da estrutura, a qual é responsável por resistir esforços de tração. Observa-se a existência de ranhuras e pinos de ligação na fôrma, que proporcionam maior aderência entre os materiais.

Figura 21: Laje steel deck



Fonte: <http://www.arquiteta.com.br>, acessado em 24/05/2014

3.5 Dimensionamento de uma estrutura

O cálculo, ou dimensionamento, de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que está submetida durante sua execução e utilização.

O dimensionamento, dessa forma, consiste em impedir a ruína da estrutura, ou de determinadas partes dela. Não se deve entender ruína apenas como um perigo de ruptura, que ameaça a segurança dos ocupantes, mas também as situações em que a edificação não apresenta um perfeito estado para utilização, por causa de deformações excessivas, fissuras inaceitáveis, etc.

De acordo com a NBR 6118:2003, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados-limite últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda a estrutura.

Em outras palavras, a finalidade do cálculo estrutural é garantir, com segurança adequada, que a estrutura mantenha certas características que

possibilitem a utilização satisfatória da construção, durante sua vida útil, para as finalidades para as quais foi concebida.

No entanto, não se pode desejar uma estrutura que tenha segurança total contra todos os fatores aleatórios que intervêm numa edificação no processo de concepção, execução e utilização; isso é válido tanto para as ações como para a resistência dos diferentes elementos da construção. Basicamente, a insegurança está relacionada às seguintes incertezas:

- resistência dos materiais utilizados, influenciada por alguns fatores (tempo de duração da aplicação das cargas, fadiga, fabricação, etc), pelas condições de execução da obra e pelos ensaios, que não reproduzem fielmente as situações reais;
- características geométricas da estrutura (influenciadas pela execução muitas vezes não fiel ao projeto);
- ações permanentes e variáveis;
- valores das solicitações calculados, que podem ser diferentes dos reais em virtude de todas as imprecisões inerentes ao processo de cálculo.

Objetivamente, o cálculo (dimensionamento) de uma estrutura consiste em uma das seguintes opções:

- comprovar que uma seção previamente conhecida (forma, dimensões e quantidade de armadura) é capaz de resistir às solicitações mais desfavoráveis que possam atuar, ou
- dimensionar um seção ainda não definida completamente (algumas dimensões podem ser impostas antes do cálculo, como a altura de uma viga sob uma parede), a fim de que suporte as solicitações máximas a que possa estar sujeita.

Os métodos de cálculo das estruturas de concreto armado podem ser classificados basicamente em dois grupos: o método das tensões admissíveis e os métodos de cálculo na ruptura (ou dos estados-limite). (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.5.1 Método das tensões admissíveis

Nesse método, são determinadas as solicitações (M, N e V) correspondentes às cargas máximas de serviço (cargas de utilização); calculam-se tensões máximas correspondentes a essas solicitações, admitindo um comportamento completamente elástico dos materiais; as tensões máximas são, então, limitadas a uma fração da resistência dos materiais (tensões admissíveis), e, dessa forma, a segurança da estrutura é garantida.

É um método determinístico, no qual se consideram fixos, não-aleatórios, os distintos valores numéricos que servem de partida para o cálculo, como a resistência dos materiais, valores das cargas, etc. Algumas restrições podem ser feitas a esse método:

- a) como os valores envolvidos são fixos, não-aleatórios, as grandezas são empregadas com seus valores máximos, raramente atingidos durante a vida útil da estrutura, o que, geralmente, leva a um superdimensionamento;
- b) o cálculo por meio desse método conduz, frequentemente, a um mau aproveitamento dos materiais, pois não considera sua capacidade de adaptação plástica para resistir a maiores solicitações;
- c) fundamenta-se no valor das tensões oriundas das cargas de serviço, supondo que durante a utilização a estrutura permaneça em regime elástico, como ocorre geralmente, entretanto, não fornece informação acerca da capacidade que a estrutura tem de receber mais carga, não sendo possível averiguar, com esse método, sua margem de segurança; e
- d) há situações em que as solicitações nas são proporcionais às ações, e um pequeno aumento das ações pode provocar um grande aumento das solicitações (ou a situação contrária). (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.5.2 Método de cálculo na ruptura (ou dos estados-limite)

Nesse método, a segurança é garantida fazendo com que as solicitações correspondentes às cargas majoradas (solicitações de cálculo) sejam menores que as solicitações últimas, sendo estas as que levariam a estrutura à ruptura (ou a atingir um estado-limite último) se os materiais tivessem suas resistências reais (resistências características) minoradas por coeficientes de ponderação das resistências (resistência de cálculo).

Quanto às condições analíticas de segurança, a NBR 6118:2003 indica que “as resistências não devem ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados-limite e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d$$

Para verificação do estado-limite último de perda de equilíbrio como corpo rígido, R_d e S_d devem assumir os valores de cálculo das ações estabilizantes e desestabilizantes respectivamente”.

O método dos estados-limite é um processo simplificado da verificação da segurança, visto que uma análise probabilística completa seria muito difícil de ser realizada, até mesmo impossível, e por isso é chamado de semiprobabilístico. Admite-se que a estrutura seja segura quando as solicitações de cálculo forem, o máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura no estado-limite considerado. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

3.5.2.1 Estados-limite

Os estados-limite considerados no cálculo de estruturas de concreto armado são: estado-limite último e estado-limite de serviço.

O estado-limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que gere a paralisação, parcial ou total, do uso da estrutura.

De acordo com a NBR 6118:2003, a segurança das estruturas de concreto deve ser sempre verificada em relação aos seguintes estados-limite últimos:

- a) perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, por causa de solicitações normais e tangenciais; admite-se, em geral, verificações separadas dessas solicitações;
- c) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) provocado por solicitações dinâmicas;
- e) colapso progressivo; e
- f) outros que, eventualmente, possam ocorrer em casos especiais.

O estado-limite de serviço, de acordo com a NBR 6118:2003, é aquele relacionado à durabilidade das estruturas, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns dos seguintes estados-limite de serviço, estabelecidos na NBR 6118:2003:

- a) formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras;
- b) abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos valores máximos especificados na norma;
- c) deformação excessiva (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização da estrutura;
- d) descompressão (ELS-D), descompressão parcial (ELS-DP) e compressão excessiva (ELS-CE): no caso de estruturas em concreto protendido;

- e) vibração excessiva (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção; e
- f) casos especiais: em construções especiais, pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limite de serviço não definidos na norma.

Os estados-limite de serviço decorrem de ações que podem ser combinadas de três maneiras, de acordo com o tempo de permanência na estrutura:

- a) combinações quase permanentes: combinações de ações que podem atuar sobre a estrutura durante mais da metade de seu período de vida;
- b) combinações frequentes: combinações de ações que se repetem, durante o período de vida da estrutura, em torno de 10^5 vezes em 50 anos ou que tenham duração total igual a uma parte no desprezível desse período, da ordem de 5%; e
- c) combinações raras: combinações de ações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

4 METODOLOGIA DE TRABALHO

No presente trabalho foi desenvolvida uma análise comparativa entre diferentes modelos estruturais em concreto armado, analisando os impactos de diferentes modulações dos pilares e o uso de diferentes tipos de laje.

Inicialmente foi projetada a arquitetura de um edifício-garagem modelo para ser utilizado como base para cada um dos sistemas estruturais. Foi escolhido um edifício-garagem como objeto de estudo para que ficasse em evidência o aspecto da funcionalidade da edificação, visto que a distância entre os pilares é de fundamental importância na otimização dos espaços, ou seja, quanto maiores os vãos entre pilares, melhor será a circulação dos veículos.

Posteriormente, definiram-se quatro modelos diferentes, mudando-se as distâncias entre os pilares, atentando-se para as especificações contidas no código de obras do Distrito Federal. Com isso, foram obtidos quatro sistemas estruturais diferentes para análise posterior.

Em seguida, fez-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) para cada modelo estrutural.

Finalmente, fizeram-se o lançamento e análise da estrutura para os quatro modelos estabelecidos. Para tal, foi utilizado o software de cálculo estrutural Eberick, versão V8, da AltoQi, de acordo com a NBR 6118:2007. Com os projetos estruturais prontos, foi possível gerar os esforços internos, deformações e resumo de materiais para cada um dos modelos, possibilitando realizar análises comparativas que são apresentadas no capítulo seguinte.

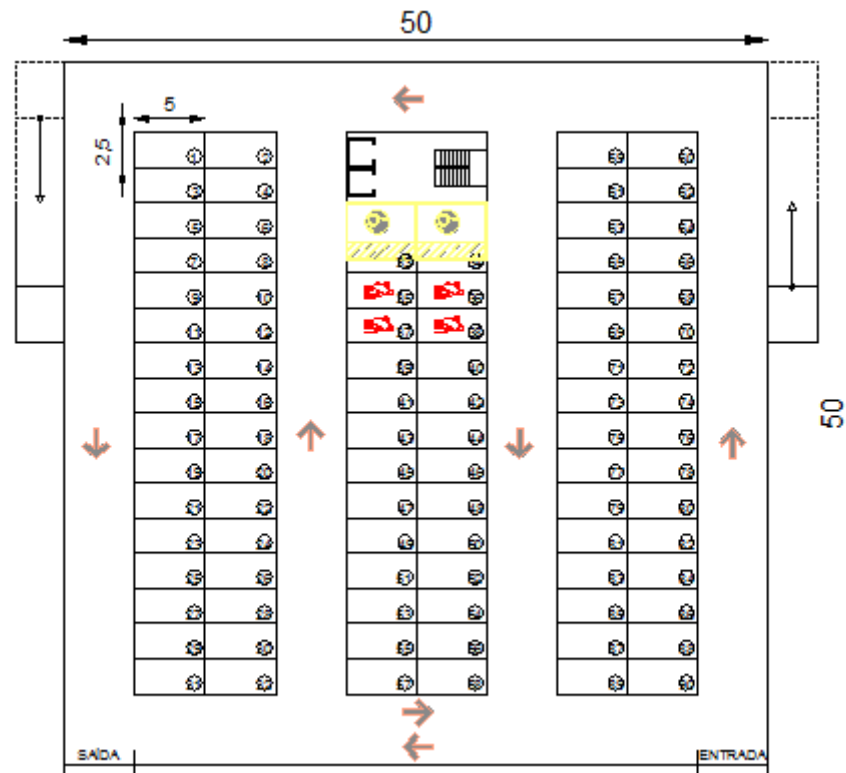
Cada uma das etapas descritas acima estão detalhadas a seguir.

4.1 Edifício-garagem modelo

O edifício garagem desenvolvido é composto por cinco pavimentos (térreo + quatro pavimentos). Cada pavimento possui dimensões de 50 x 50 m, com uma área de 2.500 m², e foi projetado para uma disposição de noventa vagas, sendo destas duas destinadas a deficientes físicos e quatro a idosos.

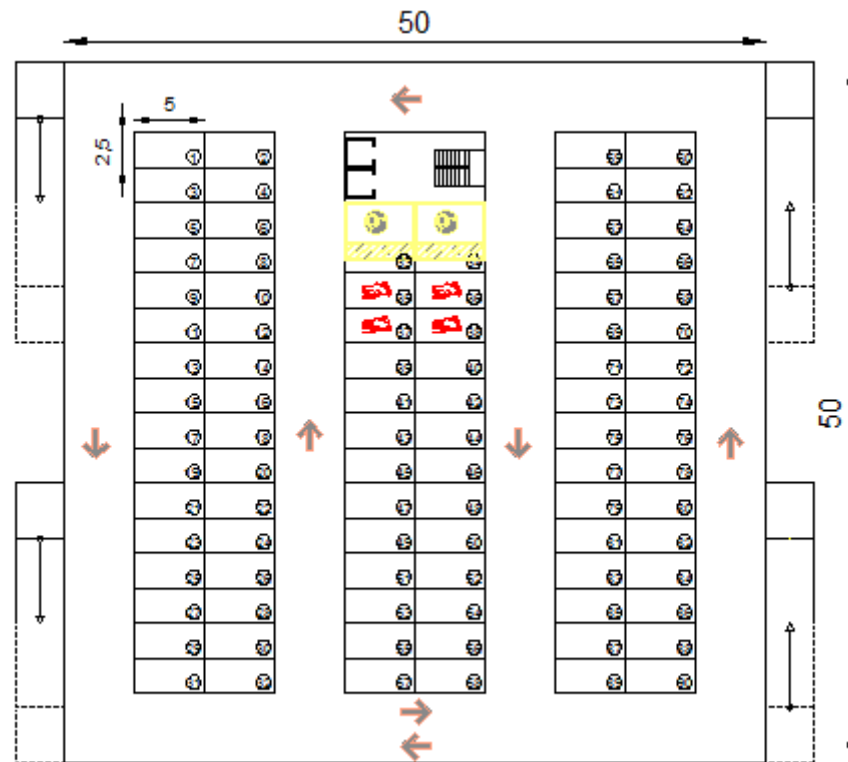
As vagas foram concebidas com 2,5m x 5 m, e as circulações com 5 m de largura, respeitando o código de obras do Distrito Federal.

Figura 22: Pavimento térreo do edifício garagem



Fonte: A autora

Figura 23: Pavimento tipo do edifício garagem



Fonte: A autora

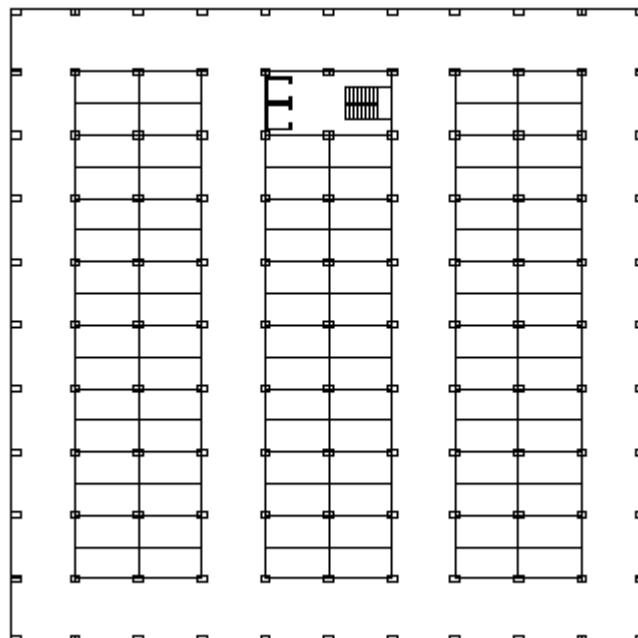
4.2 Escolha dos modelos estruturais

As principais diferenças entre os modelos escolhidos são o vão entre pilares e o tipo de laje adotado. A motivação para se variar a distância entre pilares foi colocar em foco os aspectos econômico e arquitetônico, nesse caso representado pela facilidade de mobilidade do usuário. Quanto maior a distância entre pilares, mais vagas podem ser dispostas entre eles e maiores são o conforto e facilidade para o usuário circular e estacionar. Por outro lado, para o aspecto econômico, quanto mais próximos estiverem os pilares, mais otimizada ficará a estrutura, visto que a redução de esforços gera uma economia de materiais.

As modulações escolhidas para os pilares foram: 5 m; 7,5 m e 10 m, uma vez que essas modulações são bastante usuais, tanto em edifícios residenciais como em edifícios comerciais.

Sendo assim, o modelo nomeado como modelo 1 possui modulação de 5 m para os pilares, possuindo 2 vagas entre os mesmos. O tipo de laje adotado foi a laje maciça.

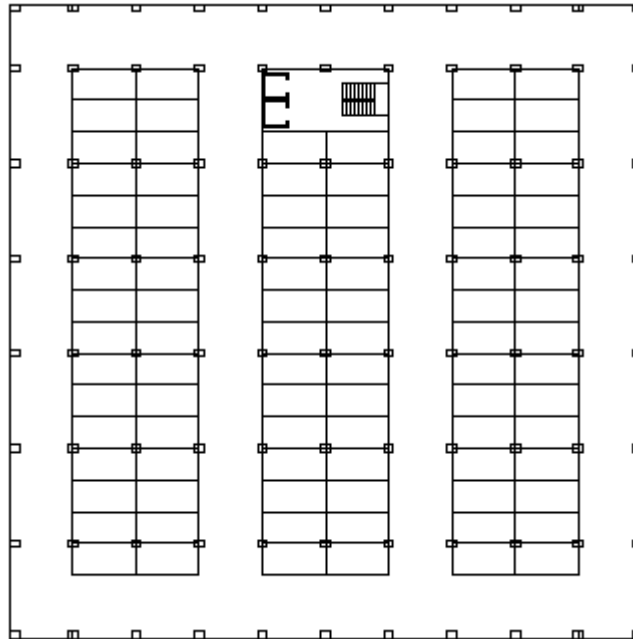
Figura 24: Modelo 1



Fonte: A autora

O modelo nomeado como modelo 2 possui modulação de 7,5 m para os pilares, possuindo 3 vagas entre os mesmos. O tipo de laje adotado foi a laje maciça.

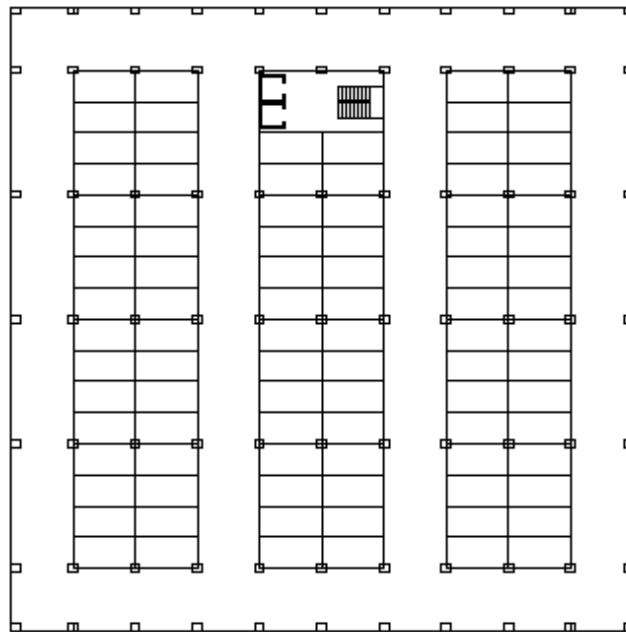
Figura 25: Modelo 2



Fonte: A autora

O modelo nomeado como modelo 3 possui modulação de 10 m para os pilares, possuindo 4 vagas entre os mesmos. O tipo de laje adotado seria a laje maciça, mas como podemos observar no próximo subitem, em função de se obedecer ao pé-direito mínimo necessário, foi necessária a adoção da laje nervurada, uma vez que a altura das vigas foi reduzida significativamente. Foram usadas lajes nervuradas com cubetas, com dimensões B20/80/80.

Figura 26: Modelo 3



Fonte: A autora

O modelo nomeado como modelo 4 foi incluído na análise para se observar a influência do tipo de laje utilizado nas disposições finais da edificação. Com o intuito de tentar criar um modelo com maior funcionalidade que o primeiro, porém com quantidades de materiais bem próximas, optou-se por utilizar a mesma modulação do modelo 2: 7,5 m, porém ao invés de usar laje maciça, usou-se laje nervurada. Foram usadas lajes nervuradas com cubetas, com dimensões B20/80/80.

Tabela 2: Especificações dos modelos adotados

Modelos adotados		
Modelo	Modulação dos pilares	Tipo de laje
1	5 m	Maciça
2	7,5 m	Maciça
3	10 m	Nervurada
4	7,5 m	Nervurada

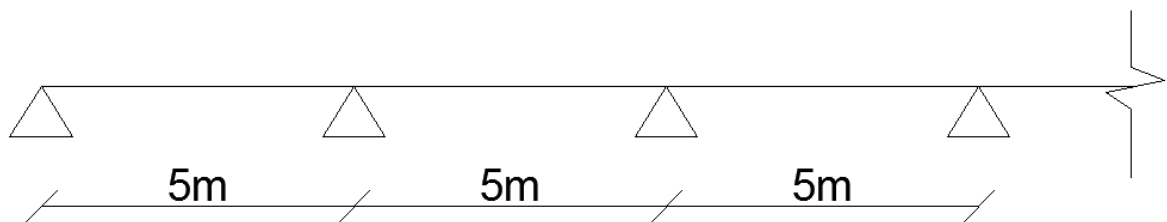
Fonte: A autora

4.3 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

4.3.1 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas, as mesmas foram consideradas como vigas contínuas, sendo que para a altura estimada, considerou-se um valor correspondente a 8% do vão.

4.3.1.1 Modelo 1

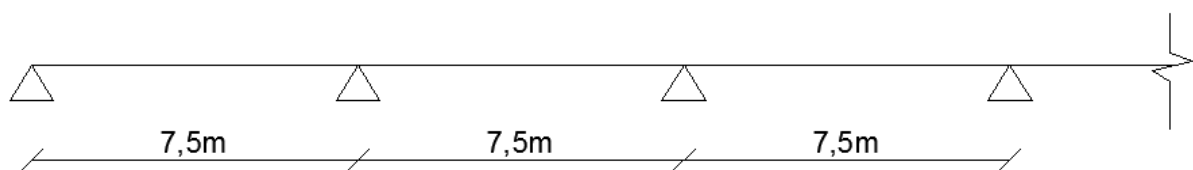


$$h = 8\% l$$

$$h = \frac{8}{100} \times 5$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

4.3.1.2 Modelo 2



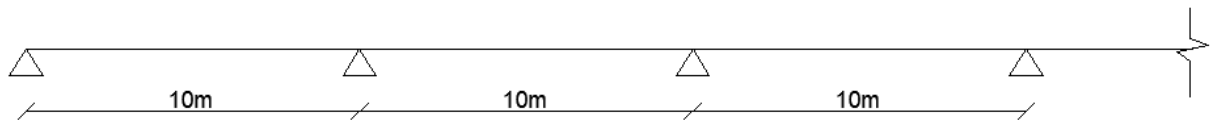
$$h = 8\% l$$

$$h = \frac{8}{100} \times 7,5$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

O valor encontrado para a altura da viga foi 60 cm, mas visando obedecer ao pé-direito mínimo, adotou-se uma altura de 50 cm.

4.3.1.3 Modelo 3



$$h = 8\% l$$

$$h = \frac{8}{100} \times 10$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

O valor encontrado para a altura da viga foi 80 cm, mas levando em consideração o pé-direito necessário, essa altura seria inviável. Optou-se então pelo uso de uma viga 50x50 juntamente com uma laje nervurada.

4.3.2 Pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares, foram utilizadas duas condições. Primeiro, definiu-se a sua dimensão mínima pelo critério da flambagem, utilizando a seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

onde:

λ = índice de esbeltez

Lf = comprimento de flambagem

i = raio de giração

O pilar foi considerado como medianamente esbelto, e em função do limite de esbeltez definido por norma, que é $35 < \lambda \leq 90$, foi adotado um valor intermediário, ou seja, $\lambda = 70$.

De acordo com as condições de travamento do pilar, sendo o mesmo bi-rotulado nas duas direções, o comprimento de flambagem foi definido como sendo igual a sua altura livre, 3m.

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

$$70 = \frac{3}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$70 = \frac{3}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{b \times h}}}$$

$$70 = \frac{3}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}}$$

$$70 = \frac{3}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

$$70 = 3 \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

$$h = \frac{3\sqrt{12}}{70}$$

$$h = 0,14 \cong 15cm *$$

Concluiu-se que a menor dimensão do pilar deve ser, no mínimo, 15 cm. Essa condição se aplica aos pilares de todos os modelos, visto que possuem o mesmo comprimento de flambagem.

Como segunda condição, usou-se o “processo das áreas de influência”, visando estimar as cargas verticais nos pilares. Para tal, foi considerado o pilar mais carregado.

O primeiro passo foi definir a área de influência do pilar, traçando as mediatrizes dos segmentos que unem os pilares.

A carga estimada do pilar foi obtida pela expressão:

$$P = 1200 \times Ai \times n$$

onde:

P = carga estimada no pilar

A_i = área de influência do pilar

n = número de pavimentos acima da seção analisada

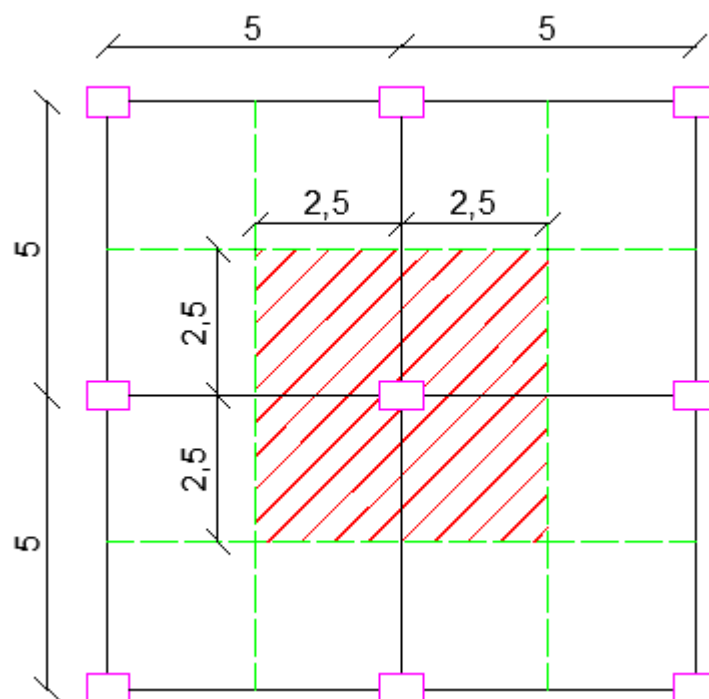
1200 = carga por unidade de área por pavimento (kgf/m^2), considerando o

peso próprio da estrutura, o peso das paredes, revestimentos e a sobrecarga acidental.

Obtida a carga estimada dos pilares, foi possível calcular a área da sua seção transversal, adotando um valor de $f_{ck} = 30$ MPa para o concreto. Na expressão, é utilizado o valor de $f_{c'k}$, que corresponde a sua resistência minorada em 50%.

Com base nos valores encontrados nas 2 condições impostas, foram estabelecidas as dimensões para os pilares de cada um dos modelos.

4.3.2.1 Modelo 1



$$A_i = (2,5 + 2,5) \times (2,5 + 2,5)$$

$$A_i = 5 \times 5$$

$$A_i = 25 \text{ m}^2$$

$$P = 1200 \times A_i \times n$$

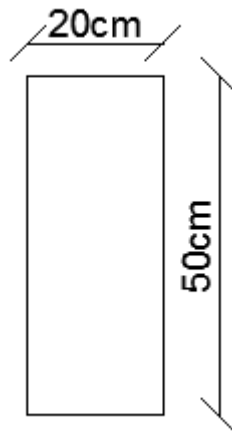
$$P = 1200 \times 25 \times 5$$

$$P = 150000 \text{ kgf}$$

$$f_c'k = \frac{F}{A}$$

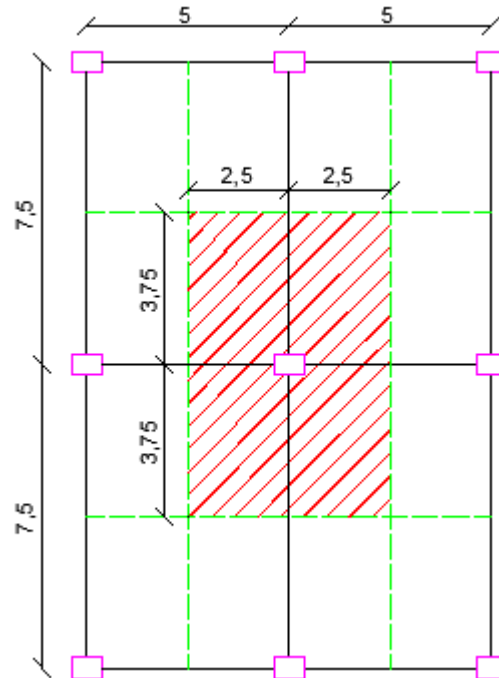
$$150 = \frac{150000}{A}$$

$$A = 1000 \text{ cm}^2$$



*Nota: A dimensão mínima de um pilar definida pela NBR 6118:2003 é 19 cm, mas pode-se usar dimensões menores caso se considere a carga majorada por um coeficiente γ_n .

4.3.2.2 Modelo 2



$$Ai = (2,5 + 2,5) \times (3,75 + 3,75)$$

$$Ai = 5 \times 7,5$$

$$Ai = 37,5 \, m^2$$

$$P = 1200 \times Ai \times n$$

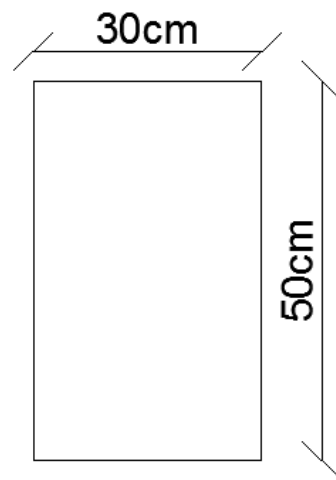
$$P = 1200 \times 37,5 \times 5$$

$$P = 225000 \, kgf$$

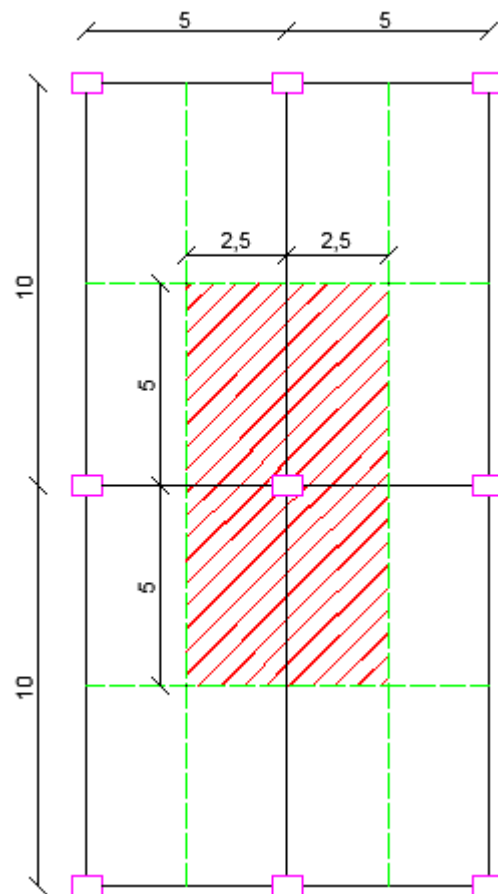
$$fc'k = \frac{F}{A}$$

$$150 = \frac{225000}{A}$$

$$A = 1500 \, cm^2$$



4.3.2.3 Modelo 3



$$Ai = (2,5 + 2,5) \times (5 + 5)$$

$$Ai = 5 \times 10$$

$$Ai = 50 \, m^2$$

$$P = 1200 \times Ai \times n$$

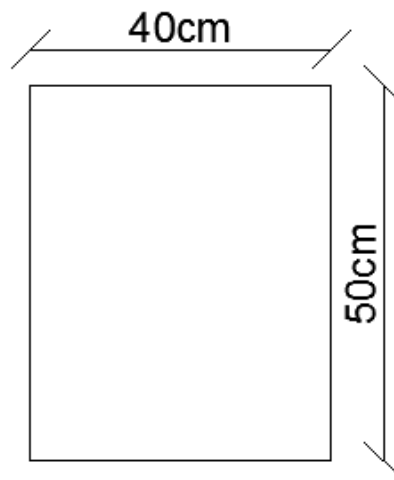
$$P = 1200 \times 50 \times 5$$

$$P = 300000 \, kgf$$

$$fc'k = \frac{F}{A}$$

$$150 = \frac{300000}{A}$$

$$A = 2000 \, cm^2$$



4.3.3 Lajes

Para o pré-dimensionamento das lajes, foi considerada uma laje maciça, e sua espessura foi definida como sendo 3% do menor vão.

4.3.3.1 Modelo 1

$$h = \frac{3}{100} \times l$$

$$h = \frac{3}{100} \times 5$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

4.3.3.2 Modelo 2

$$h = \frac{3}{100} \times l$$

$$h = \frac{3}{100} \times 5$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

4.3.3.3 Modelo 3

Em função de se respeitar o pé-direito necessário, foi necessário optar pelo uso de laje nervurada.

Tabela 3: Dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais

Pré-dimensionamento dos elementos estruturais			
Modelo	Vigas	Pilares	Lajes
1	20x40 cm	20x50 cm	Maciça, 15 cm
2	20x50 cm	30x50 cm	Maciça, 15 cm
3	50x50 cm	40x50 cm	Nervurada
4	20x50 cm	30x50 cm	Nervurada

Fonte: A autora

4.4 Análise computacional da estrutura

A sistemática na qual se baseia o sistema de análise estrutural feita pelo software de cálculo utilizado, o Eberick versão V8 da AltoQI, que respeita a NBR 6118:2007, é a de modelar a estrutura através de um pórtico espacial composto pelas vigas e pilares da edificação. Neste processo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras por nós. Cada pilar e cada trecho de viga são compostos por barras do pórtico, de onde são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento. Os painéis de laje são calculados de forma independente do pórtico.

O cálculo da estrutura foi feito pelo programa da seguinte forma:

- Os painéis de lajes foram montados e calculados;
- As reações das lajes foram transmitidas às vigas onde estas se apoiam;
- O pórtico espacial da estrutura foi montado, recebendo o carregamento calculado pelas lajes;
- O pórtico foi processado e os esforços solicitantes foram utilizados para o detalhamento de todos os elementos estruturais.

A análise estrutural foi feita pelo método matricial da rigidez direta, cujo objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para que possam ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de utilização. Os resultados da análise,

basicamente, são os deslocamentos nodais, os esforços internos e as reações nos vínculos de apoio.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo trata dos resultados obtidos com a análise computacional dos modelos adotados para a edificação em estudo, bem como mostra um estudo comparativo entre os mesmos, levando em consideração aspectos como o quantitativo de materiais, esforços internos e deformações, com base na variação dos vãos entre pilares.

Abaixo, seguem os links para acesso às plantas de forma dos primeiros pavimentos de cada um dos modelos.

Modelo 1: [PROJETO FORMA 1º PAVIMENTO - MODELO 1.pdf](#)

Modelo 2: [PROJETO FORMA 1º PAVIMENTO - MODELO 2.pdf](#)

Modelo 3: [PROJETO FORMA 1º PAVIMENTO - MODELO 3.pdf](#)

Modelo 4: [PROJETO FORMA 1º PAVIMENTO - MODELO 4.pdf](#)

5.1 Resumos de materiais

5.1.1 Modelo 1

Tabela 4: Resumo de materiais por pavimento para o modelo 1

Pavimento	Elemento	Peso do aço + 10% (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Consumo de concreto (m)
Cobertura	Vigas	6345,6	96,3	1203,9	65,9	0,03852
	Pilares	3504,3	47,2	634,8	74,2	0,01888
	Lajes	16460,9	360,1	2400,7	45,7	0,14404
	Escadas	0	0	0	0	0
	Total	26310,8	503,6	4239,4	52,2	0,20144
4º pav	Vigas	7408,7	106	1325,4	69,9	0,0424
	Pilares	3826,8	51,3	681,3	74,6	0,02052
	Lajes	16669,2	362,3	2416,2	46	0,14492
	Escadas	88,3	1,9	17,4	45,8	0,00076
	Total	27993	521,5	4440,3	53,7	0,2086
3º pav	Vigas	7209,3	104,9	1311	68,7	0,04196
	Pilares	3799,4	51,3	681,3	74	0,02052
	Lajes	15913,2	347,1	2315,2	45,8	0,13884
	Escadas	123,8	1,9	17,4	64,2	0,00076
	Total	27045,7	505,2	4324,9	53,5	0,20208
2º pav	Vigas	7175,9	104,9	1311,5	68,4	0,04196
	Pilares	3944,3	51,3	681,3	76,9	0,02052
	Lajes	15890,4	347,1	2315,2	45,8	0,13884
	Escadas	95,9	1,9	17,4	49,7	0,00076
	Total	27106,5	505,2	4325,4	53,6	0,20208
1º pav	Vigas	6836,2	103,7	1296,4	65,9	0,04148
	Pilares	4513,5	51,3	681,3	87,9	0,02052
	Lajes	15053,9	328,8	2192	45,8	0,13152
	Escadas	94,4	1,9	17,4	48,9	0,00076
	Total	26498	485,7	4187,1	54,5	0,19428
Térreo	Vigas	3964,8	102,5	1281,4	38,7	0,041
	Pilares	1192,9	8,6	114,8	138,7	0,00344
	Lajes	0	0	0	0	0
	Escadas	0	0	0	0	0
	Total	5157,7	111,1	1396,2	46,4	0,04444
Consumo de concreto total (m):						1,05292

Fonte: A autora

Tabela 5: Resumo de aço para o modelo 1

Aço	Diâmetro	Peso + 10% (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA-50	6.3	433,1	13,6	45418,1	72,1	45936,9
CA-50	8.0	5194,2	0	727,5	31,7	5953,4
CA-50	10.0	13019,8	11659,1	2003,8	295,3	26978
CA-50	12.5	10557,8	1538,7	78,9	0	12175,4
CA-50	16.0	1037,7	124	0	0	1161,7
CA-60	5.0	8697,9	7445,8	31759,2	3,2	47906,1

Fonte: A autora

Tabela 6: Pesos totais de aço para o modelo 1

Aço		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA-50	30242,6	13335,4	48228,3	399,2	92205,5
	CA-60	8697,9	7445,8	31759,2	3,2	47906,1
	Total	38940,5	20781,2	79987,5	402,4	140111,6

Fonte: A autora

Tabela 7: Volumes totais de concreto para o modelo 1

Concreto		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Volume de concreto (m³)	C-20	0	0	0	0	0
	C-25	0	0	0	0	0
	C-30	618,4	261,1	1745,4	7,7	2632,6
	Total	618,4	261,1	1745,4	7,7	2632,6

Fonte: A autora

Tabela 8: Área total de forma para o modelo 1

Área de forma (m²)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	7729,5	3474,8	11639,5	69,6	22913,4

Fonte: A autora

Tabela 9: Consumo de aço para o modelo 1

Consumo de aço (kgf/m³)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	63	79,6	45,8	52,2	53

Fonte: A autora

5.1.2 Modelo 2

Tabela 10: Resumo de materiais por pavimento para o modelo 2

Pavimento	Elemento	Peso do aço + 10% (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Consumo de concreto (m)
Cobertura	Vigas	8737,3	104,1	1252	83,9317963	0,04164
	Pilares	3628,5	49,4	537,9	73,451417	0,01976
	Lajes	19319,5	363,8	2425,9	53,1047279	0,14552
	Escadas	0	0	0	0	0
	Total	31685,3	517,3	4215,8	61,3	0,20692
4º pav	Vigas	10524,6	117,4	1409	89,6	0,04696
	Pilares	3893,6	52,8	564,5	73,7	0,02112
	Lajes	19668,4	366,2	2442,6	53,7	0,14648
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	34193,6	538,3	4433,5	63,5	0,21532
3º pav	Vigas	10212,3	116,8	1402	87,4	0,04672
	Pilares	3811,2	52,8	574,5	72,2	0,2112
	Lajes	18933,4	350,8	2340	54,0	0,14032
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	33063,9	522,3	4333,9	63,3	0,20892
2º pav	Vigas	10061,8	116,8	1402,3	86,1	0,04672
	Pilares	4028,6	52,8	574,5	76,3	0,02112
	Lajes	18976,6	351	2341,2	54,1	0,1404
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	33174	522,5	4335,4	63,5	0,209
1º pav	Vigas	9996,4	116,8	1402,3	85,6	0,04672
	Pilares	4389,9	52,8	574,5	83,1	0,02112
	Lajes	19301,8	350,8	2340	55,0	0,14032
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	33795,1	522,3	4334,2	64,7	0,20892
Térreo	Vigas	3765,5	112,4	1348,5	33,5	0,04496
	Pilares	1332,5	9,4	102,3	141,8	0,00376
	Lajes	0	0	0	0,0	0
	Escadas	0	0	0	0,0	0
	Total	5098	121,8	1450,8	41,9	0,04872
Consumo de concreto total (m):						1,0978

Fonte: A autora

Tabela 11: Resumo de aço para o modelo 2

Aço	Diâmetro	Peso + 10% (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA-50	6.3	304,8	91,2	43036,9	77,5	43510,4
CA-50	8.0	3285,9	39,9	15874,8	57,8	19258,4
CA-50	10.0	6270,1	9892,9	8249	100,3	24512,3
CA-50	12.5	15266,3	3120,3	1375,5	192,4	19954,5
CA-50	16.0	11398,5	970	0	0	12368,5
CA-50	20.0	7831,6	0	0	0	7831,6
CA-60	5.0	8940,8	6969,9	27663,6	0	43574,3

Fonte: A autora

Tabela 12: Pesos totais de aço para o modelo 2

Aço		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA-50	44357,1	14114,4	68536,2	428	127435,7
	CA-60	8940,8	6969,9	27663,6	0	43574,3
	Total	53297,9	21084,3	96199,8	428	171010

Fonte: A autora

Tabela 13: Volumes totais de concreto para o modelo 2

Concreto		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Volume de concreto (m³)	C-20	0	0	0	0	0
	C-25	0	0	0	0	0
	C-30	684,3	270	1782,7	7,7	2744,7
	Total	684,3	270	1782,7	7,7	2744,7

Fonte: A autora

Tabela 14: Área total de forma para o modelo 2

Área de forma (m²)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	8216,2	2938,2	11889,7	69,6	23113,7

Fonte: A autora

Tabela 15: Consumo de aço para o modelo 2

Consumo de aço (kgf/m³)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	77,9	78,1	54	55,5	62,3

Fonte: A autora

5.1.3 Modelo 3

Tabela 16: Resumo de materiais por pavimento para o modelo 3

Pavimento	Elemento	Peso do aço + 10% (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Consumo de concreto (m)
Cobertura	Vigas	15834	250,1	1507,6	63,3	0,10004
	Pilares	4423,1	57,8	544,2	76,5	0,02312
	Lajes	13393,7	180,8	2168,4	74,1	0,07232
	Escadas	0	0	0	0	0
	Total	33650,8	488,7	4220,2	68,9	0,19548
4º pav	Vigas	18341,7	280,2	1699,3	65,5	0,11208
	Pilares	4883,2	63,8	598,2	76,5	0,02552
	Lajes	13425	181,6	2179,2	73,9	0,07264
	Escadas	297,2	1,9	17,4	156,4	0,00076
	Total	36947,1	527,5	4494,1	70,0	0,211
3º pav	Vigas	17879,9	276,9	1680,4	64,6	0,11076
	Pilares	4614,1	63,8	598,2	72,3	0,02552
	Lajes	12456,5	174,4	2093	71,4	0,06976
	Escadas	280,9	1,9	17,4	147,8	0,00076
	Total	35231,4	517	4389	68,1	0,2068
2º pav	Vigas	17645,5	276,9	1680,4	63,7	0,11076
	Pilares	4355,4	63,8	598,2	68,3	0,02552
	Lajes	12449	174,4	2093	71,4	0,06976
	Escadas	280,9	1,9	17,4	147,8	0,00076
	Total	34730,8	517	4389	67,2	0,2068
1º pav	Vigas	17446,9	276,9	1680,4	63,0	0,11076
	Pilares	4213,2	63,8	598,2	66,0	0,02552
	Lajes	12427,6	173,6	2083,4	71,6	0,06944
	Escadas	320,2	1,9	17,4	168,5	0,00076
	Total	34407,9	516,2	4379,4	66,7	0,20648
Térreo	Vigas	10240	265,8	1600,3	38,5	0,10632
	Pilares	1338	11,4	106,9	117,4	0,00456
	Lajes	0	0	0	0,0	0
	Escadas	0	0	0	0,0	0
	Total	11578	277,2	1707,2	41,8	0,11088
Consumo de concreto total (m):						1,13744

Fonte: A autora

Tabela 17: Resumo de aço para o modelo 3

Aço	Diâmetro	Peso + 10% (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA-50	6.3	403,7	137,2	5601	23,7	6165,6
CA-50	8.0	69,8	45,8	275,6	122,8	514
CA-50	10.0	22015	1528,2	0	354,8	23898
CA-50	12.5	3167	14096,9	0	410,9	17674,8
CA-50	16.0	17910,6	698	0	267	18875,6
CA-50	20.0	28630,8	608	0	0	29238,8
CA-60	5.0	25191	6712,9	58275,2	0	90179,1

Fonte: A autora

Tabela 18: Pesos totais de aço para o modelo 3

Aço		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA-50	72197	17114,1	5876,7	1179,1	96366,9
	CA-60	25191	6712,9	58275,2	0	90179,1
	Total	97388	23827	64151,9	1179,1	186546

Fonte: A autora

Tabela 19: Volumes totais de concreto para o modelo 3

Concreto		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Volume de concreto (m³)	C-20	0	0	0	0	0
	C-25	0	0	0	0	0
	C-30	1627	324,2	884,7	7,7	2843,6
	Total	1627	324,2	884,7	7,7	2843,6

Fonte: A autora

Tabela 20: Área total de forma para o modelo 3

Área de forma (m²)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	9848,3	3043,9	10617,1	69,6	23578,9

Fonte: A autora

Tabela 21: Consumo de aço para o modelo 3

Consumo de aço (kgf/m³)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	59,9	73,5	72,5	152,9	65,6

Fonte: A autora

5.1.4 Modelo 4

Tabela 22: Resumo de materiais por pavimento para o modelo 4

Pavimento	Elemento	Peso do aço + 10% (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Consumo de concreto (m)
Cobertura	Vigas	7320,9	104,1	1252	70,3256484	0,04164
	Pilares	3517,3	49,4	537,9	71,2004049	0,01976
	Lajes	11319,8	276,7	0,7	40,9100108	0,11068
	Escadas	0	0	0	0	0
	Total	22158	430,2	1790,6	51,5	0,17208
4º pav	Vigas	9013,2	117,4	1409	76,8	0,04696
	Pilares	3767,1	52,8	574,5	71,3	0,02112
	Lajes	11616,1	278,5	0	41,7	0,1114
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	24503,4	450,6	2000,9	54,4	0,18024
3º pav	Vigas	8804,6	116,8	1402	75,4	0,04672
	Pilares	3762,4	52,8	574,5	71,3	0,02112
	Lajes	11084	266,8	0	41,5	0,10672
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	23758	438,3	1993,9	54,2	0,17532
2º pav	Vigas	8600,3	116,8	1402,3	73,6	0,04672
	Pilares	3891,3	52,8	574,5	73,7	0,02112
	Lajes	11082,7	266,9	0	41,5	0,10676
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	23681,3	438,4	1994,2	54,0	0,17536
1º pav	Vigas	8440,4	116,8	1402,3	72,3	0,04672
	Pilares	4044,7	52,8	574,5	76,6	0,02112
	Lajes	11294,7	266,8	0	42,3	0,10672
	Escadas	107	1,9	17,4	56,3	0,00076
	Total	23886,8	438,3	1994,2	54,5	0,17532
Térreo	Vigas	3758,4	112,4	1348,5	33,4	0,04496
	Pilares	1104,6	9,1	99,1	121,4	0,00364
	Lajes	0	0	0	0,0	0
	Escadas	0	0	0	0,0	0
	Total	4863	121,5	1447,6	40,0	0,0486
Consumo de concreto total (m):						0,92692

Fonte: A autora

Tabela 23: Resumo de aço para o modelo 4

Aço	Diâmetro	Peso + 10% (kg)				
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
CA-50	6.3	176,2	78,2	2121,8	77,5	2453,7
CA-50	8.0	3968,9	128,1	75,1	57,8	4229,9
CA-50	10.0	8703,9	9429,5	286,9	100,3	18520,6
CA-50	12.5	10038,3	2724,2	0	192,4	12954,9
CA-50	16.0	9260,7	692	0	0	9952,7
CA-50	20.0	4774,9	135,6	0	0	4910,5
CA-60	5.0	9014,9	6899,8	53913,4	0	69828,1

Fonte: A autora

Tabela 24: Pesos totais de aço para o modelo 4

Aço		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA-50	36922,9	13187,6	2483,8	428	53022,3
	CA-60	9014,9	6899,8	53913,4	0	69828,1
	Total	45937,8	20087,4	56397,2	428	122850,4

Fonte: A autora

Tabela 25: Volumes totais de concreto para o modelo 4

Concreto		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Volume de concreto (m³)	C-20	0	0	0	0	0
	C-25	0	0	0	0	0
	C-30	684,3	269,7	1355,5	7,7	2317,2
	Total	684,3	269,7	1355,5	7,7	2317,2

Fonte: A autora

Tabela 26: Área total de forma para o modelo 4

Área de forma (m²)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	8216,2	2935	0,7	69,6	11221,5

Fonte: A autora

Tabela 27: Consumo de aço para o modelo 4

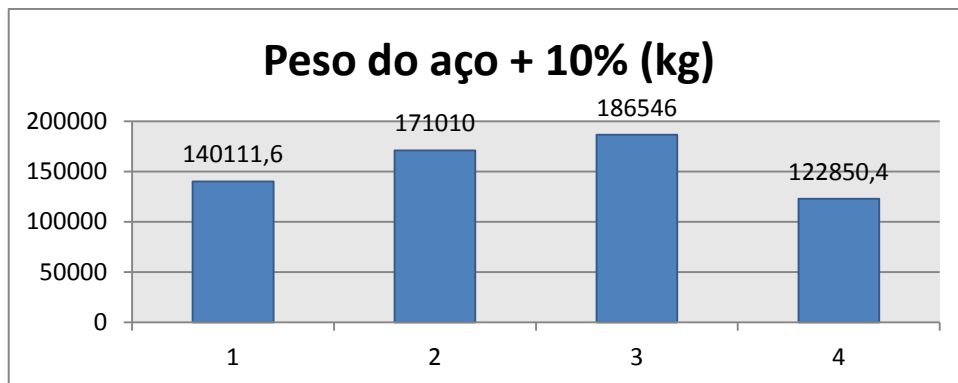
Consumo de aço (kgf/m³)	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
	67,1	74,5	41,6	55,5	53,0

Fonte: A autora

5.2 Estudo comparativo entre os quantitativos de materiais para os modelos adotados

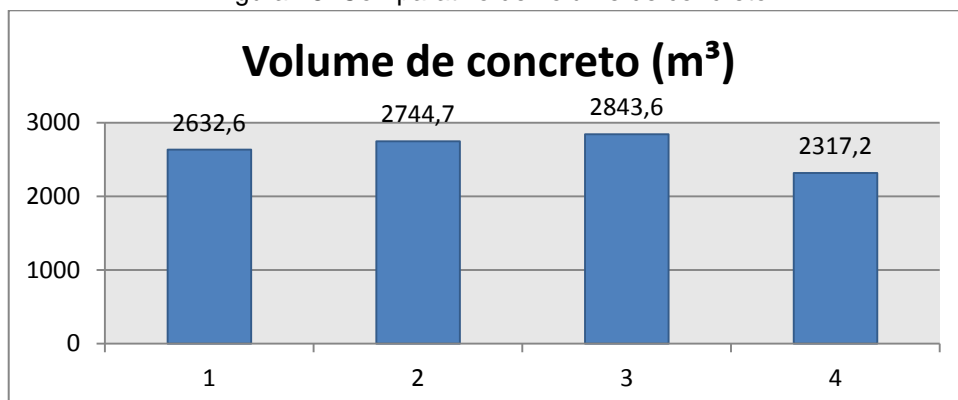
Os gráficos das figuras 27, 28, 29 e 30 abaixo mostram as variações de materiais para os diferentes modelos adotados. Podemos observar um aumento de materiais à medida que o vão entre pilares aumenta. No modelo 4, onde foi utilizada uma modulação de pilares de 7,5 m, porém com o uso de lajes nervuradas, podemos notar uma diminuição na quantidade de materiais.

Figura 27: Comparativo de peso de aço



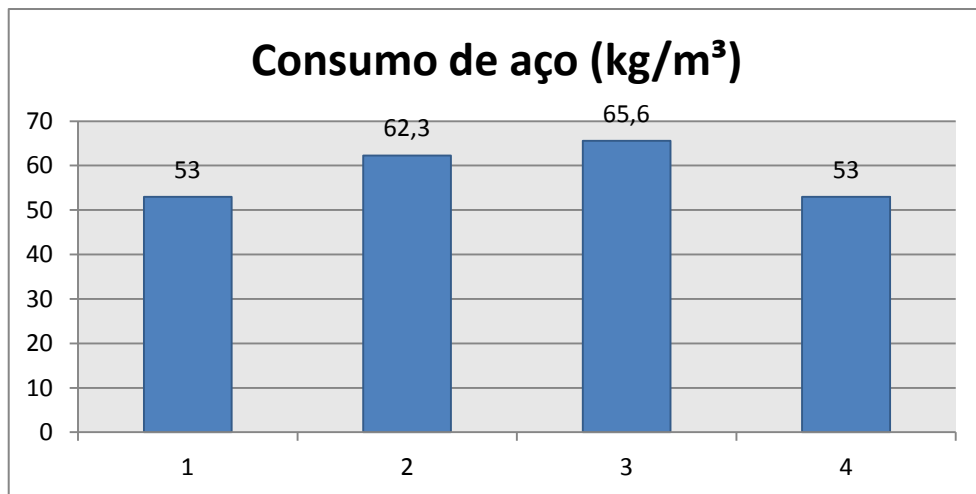
Fonte: A autora

Figura 28: Comparativo de volume de concreto



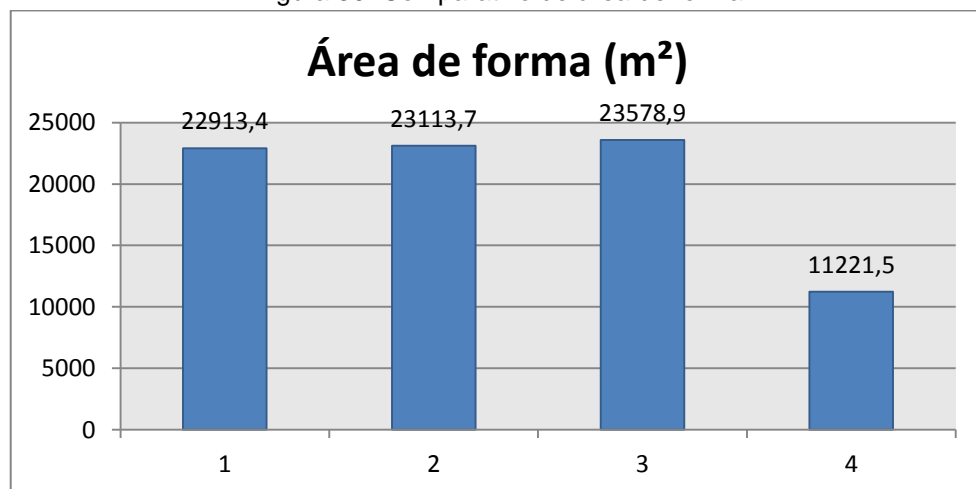
Fonte: A autora

Figura 29: Comparativo de consumo de aço



Fonte: A autora

Figura 30: Comparativo de área de forma



Fonte: A autora

Podemos observar, entre os modelos 2 e 4, que possuem a mesma modulação, porém com tipos de laje diferentes, que houve uma diminuição de aproximadamente 29% no peso de aço, 16% no volume de concreto, 15% no consumo de aço e 48,5% na área de forma, no modelo 4 em relação ao 2.

5.3 Análise de resultados das vigas em função dos vãos adotados

Para fins de comparação entre os esforços internos das vigas dos diferentes modelos adotados, foi escolhida uma viga do primeiro pavimento de cada modelo, na mesma região. Abaixo estão relacionadas as vigas que foram escolhidas em cada um deles:

Tabela 28: Vigas em análise

Modelo	Viga escolhida
1	V167
2	V158
3	V152
4	V158

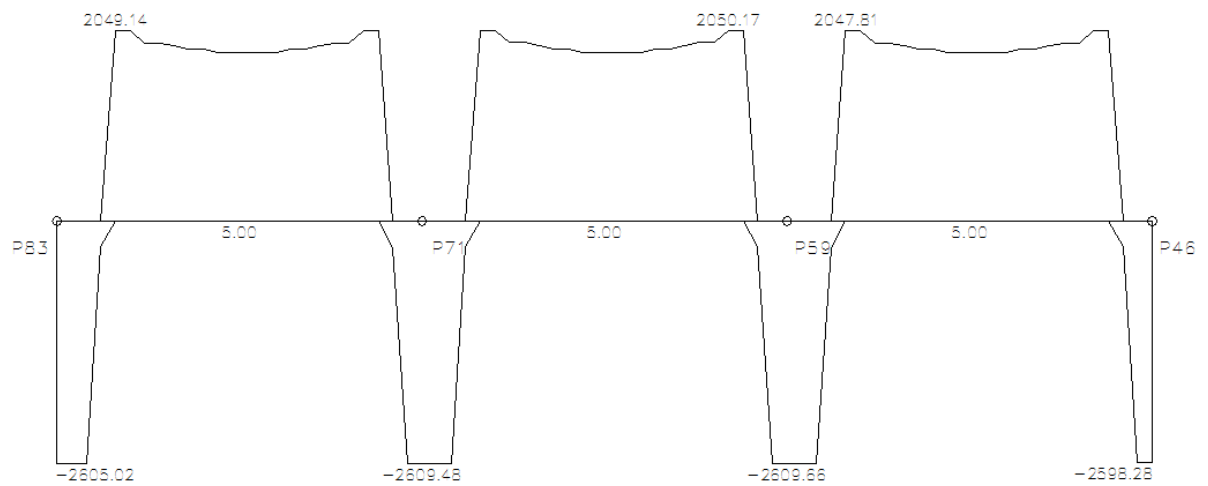
Fonte: A autora

5.3.1 Carregamento

5.3.1.1 Modelo 1

Figura 31: Carregamento da viga V167 do modelo 1

CARREGAMENTO [kgf/m;m] VIGA: V167

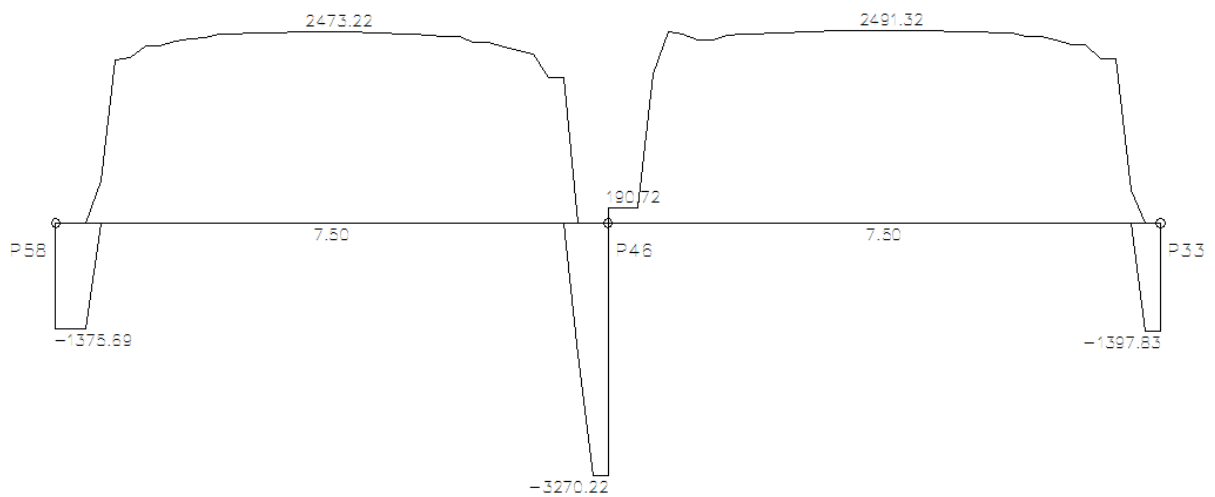


Fonte: A autora

5.3.1.2 Modelo 2

Figura 32: Carregamento da viga V158 do modelo 2

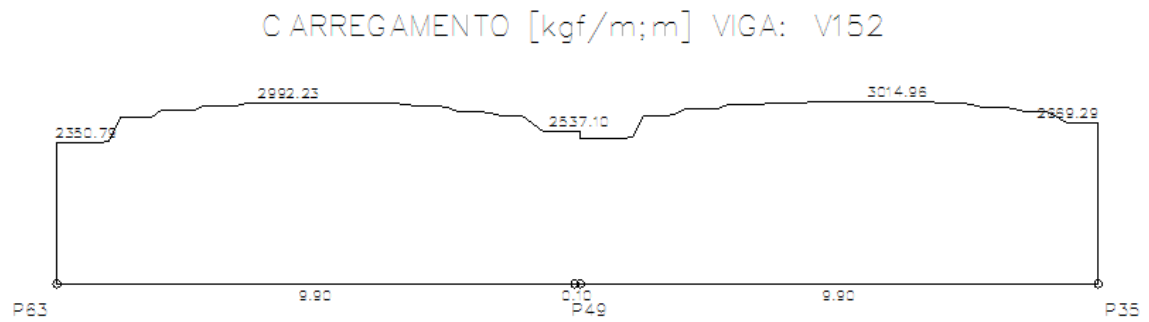
CARREGAMENTO [kgf/m;m] VIGA: V158



Fonte: A autora

5.3.1.3 Modelo 3

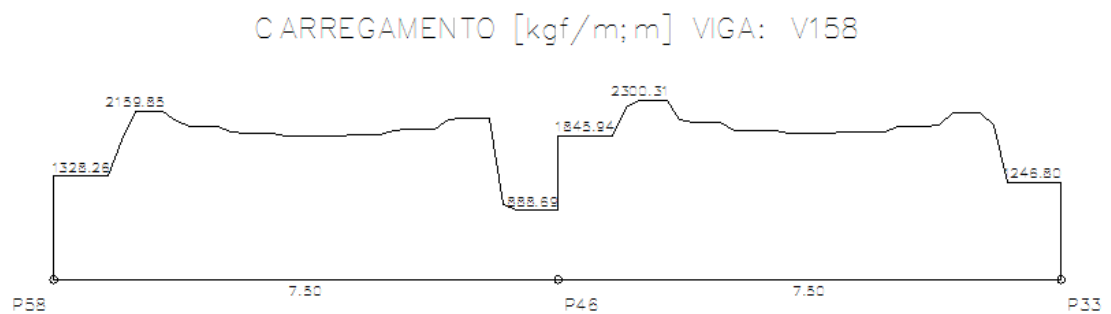
Figura 33: Carregamento da viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.1.4 Modelo 4

Figura 34: Carregamento da viga V158 do modelo 4

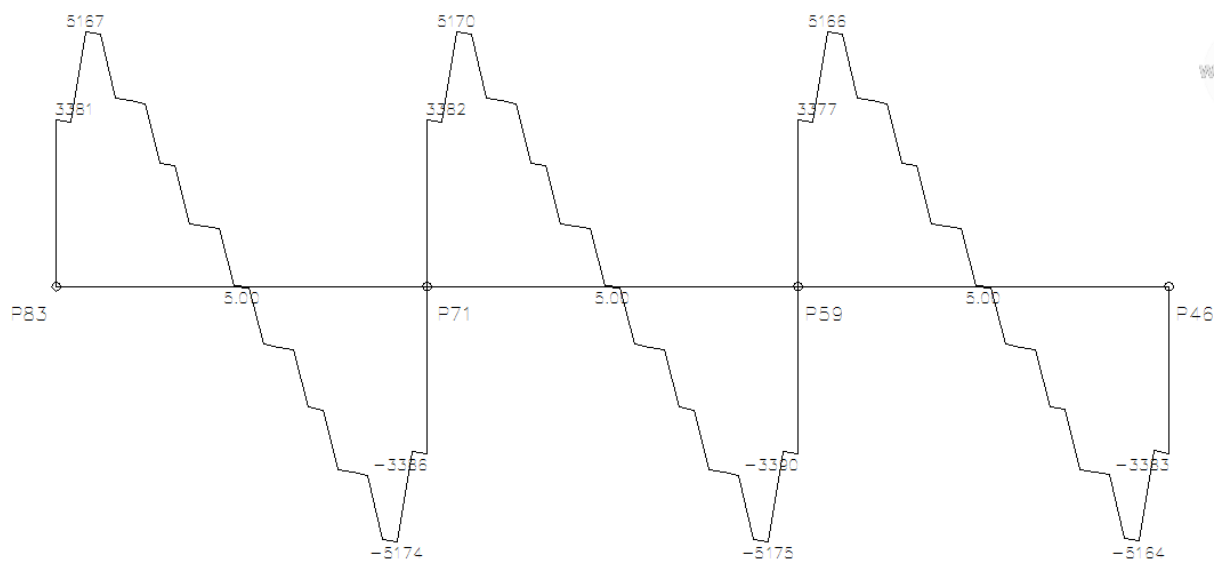


Fonte: A autora

5.3.2 Esforços cortantes

5.3.2.1 Modelo 1

Figura 35: Esforços cortantes da viga V167 do modelo 1



Fonte: A autora

5.3.2.2 Modelo 2

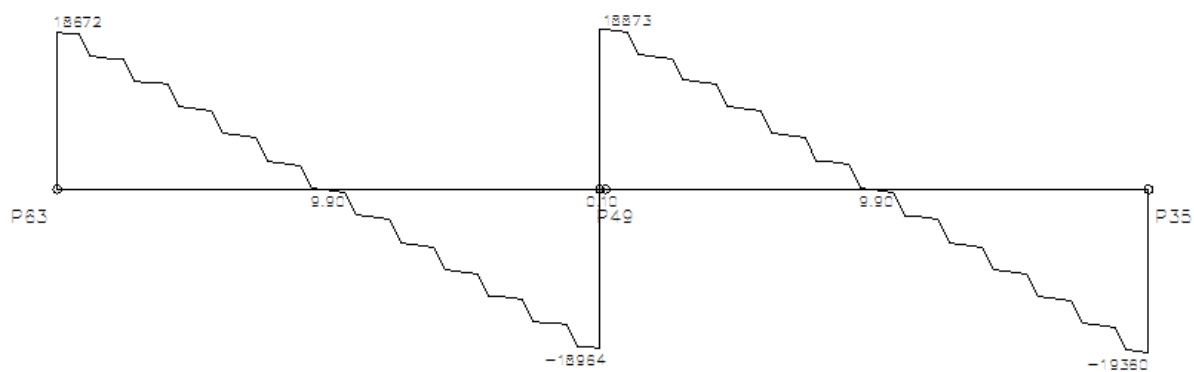
Figura 36: Esforços cortantes da viga V158 do modelo 2



Fonte: A autora

5.3.2.3 Modelo 3

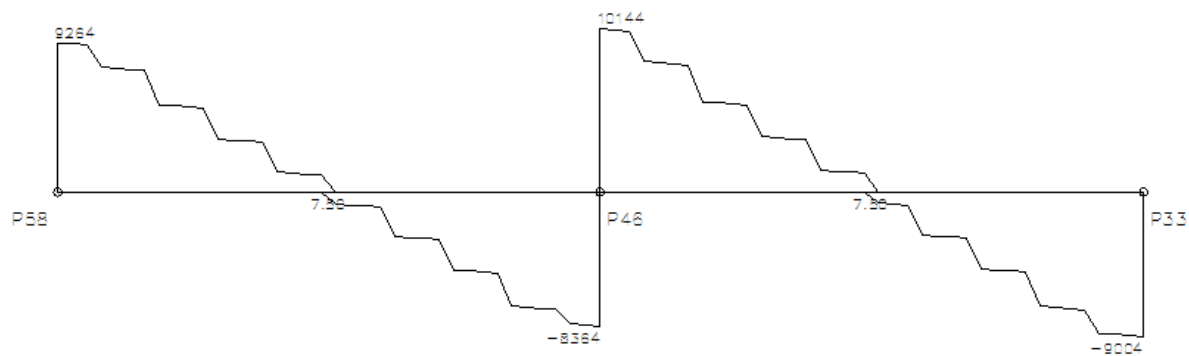
Figura 37: Esforços cortantes da viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.2.4 Modelo 4

Figura 38: Esforços cortantes da viga V158 do modelo 4

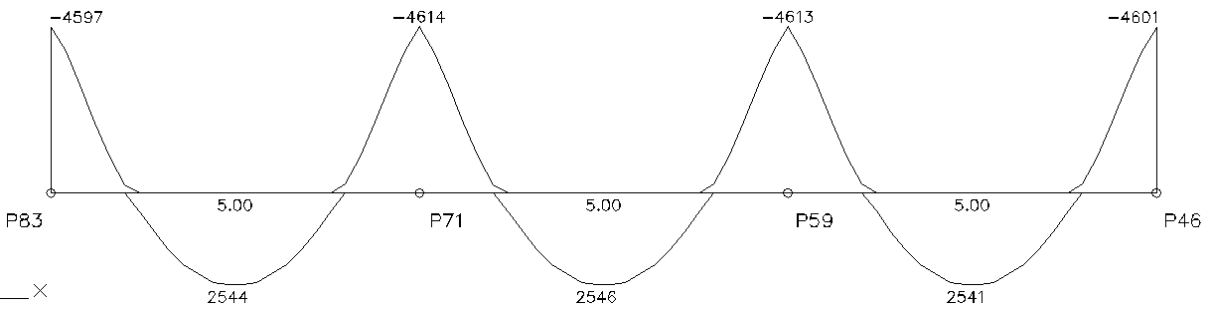


Fonte: A autora

5.3.3 Momentos fletores

5.3.3.1 Modelo 1

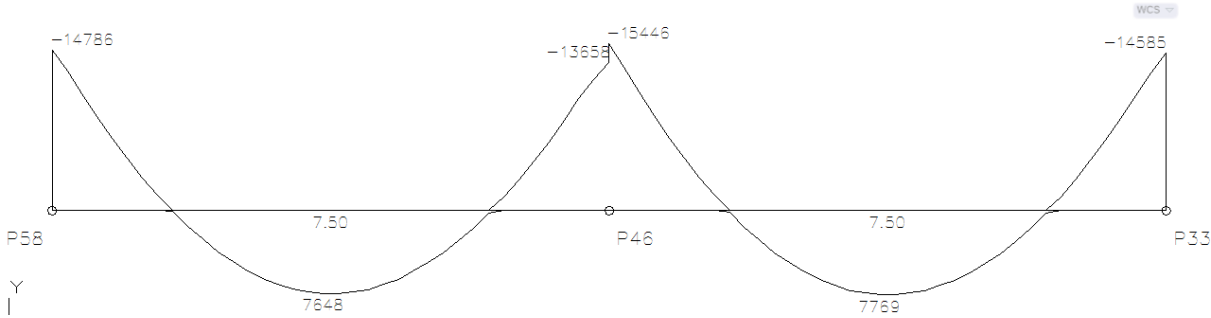
Figura 39: Momentos fletores da viga V167 do modelo 1



Fonte: A autora

5.3.3.2 Modelo 2

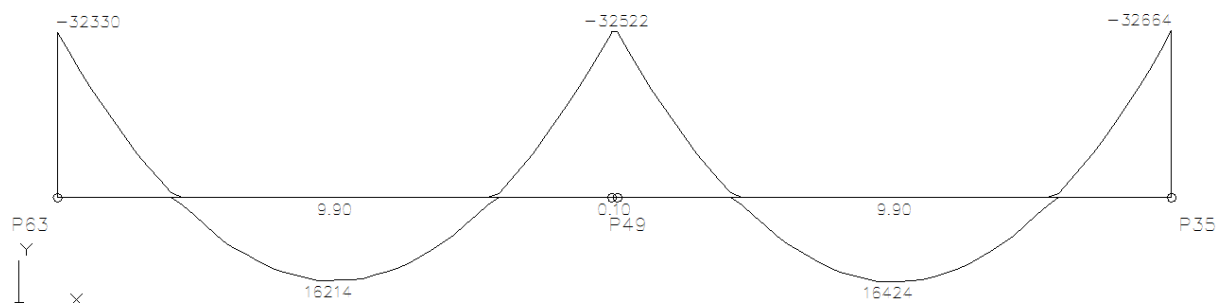
Figura 40: Momentos fletores da viga V158 do modelo 2



Fonte: A autora

5.3.3.3 Modelo 3

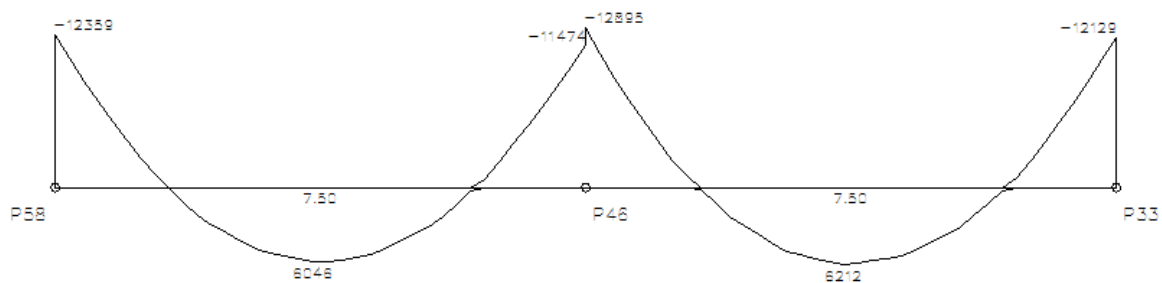
Figura 41: Momentos fletores da viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.3.4 Modelo 4

Figura 42: Momentos fletores da viga V158 do modelo 4

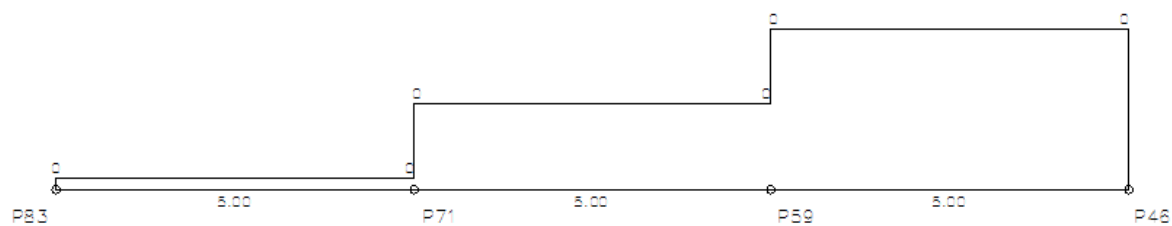


Fonte: A autora

5.3.4 Momentos torsores

5.3.4.1 Modelo 1

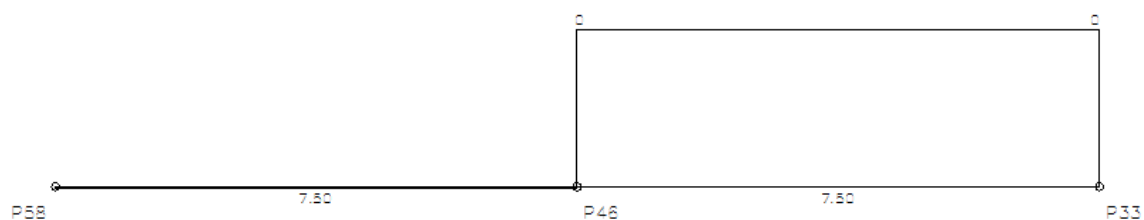
Figura 43: Momentos torsores da viga V167 do modelo 1



Fonte: A autora

5.3.4.2 Modelo 2

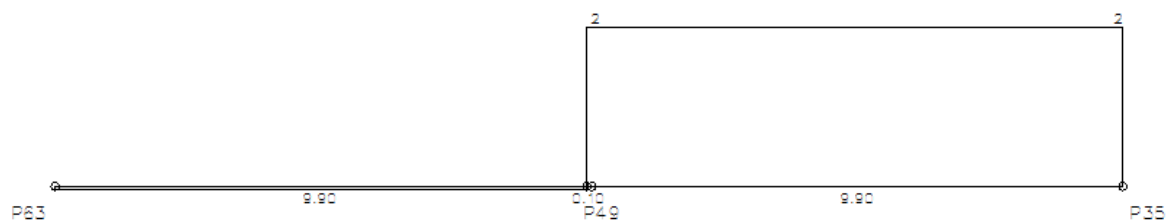
Figura 44: Momentos torsores da viga V158 do modelo 2



Fonte: A autora

5.3.4.3 Modelo 3

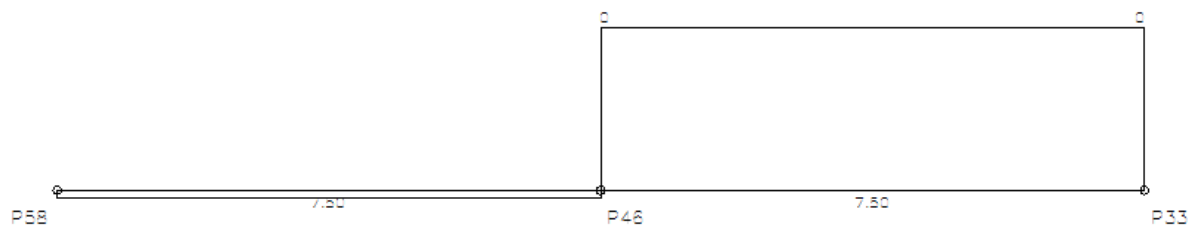
Figura 45: Momentos torsores da viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.4.4 Modelo 4

Figura 46: Momentos torsores da viga V158 do modelo 4

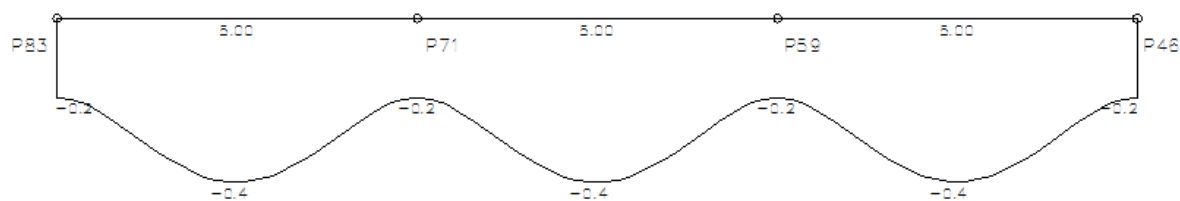


Fonte: A autora

5.3.5 Deslocamentos

5.3.5.1 Modelo 1

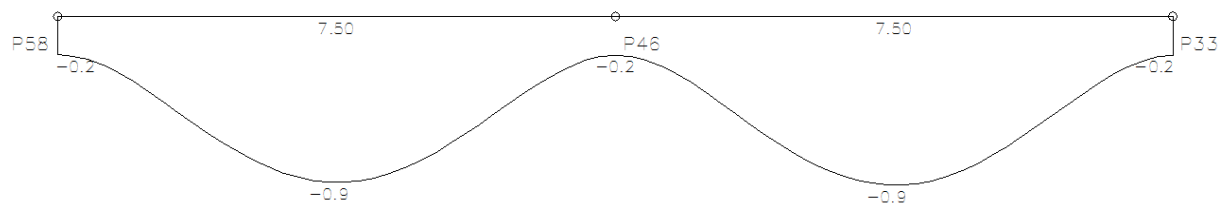
Figura 47: Deslocamentos na viga V167 do modelo 1



Fonte: A autora

5.3.5.2 Modelo 2

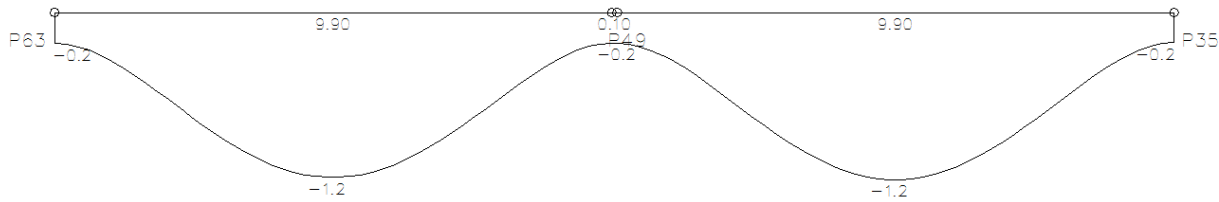
Figura 48: Deslocamentos na viga V158 do modelo 2



Fonte: A autora

5.3.5.3 Modelo 3

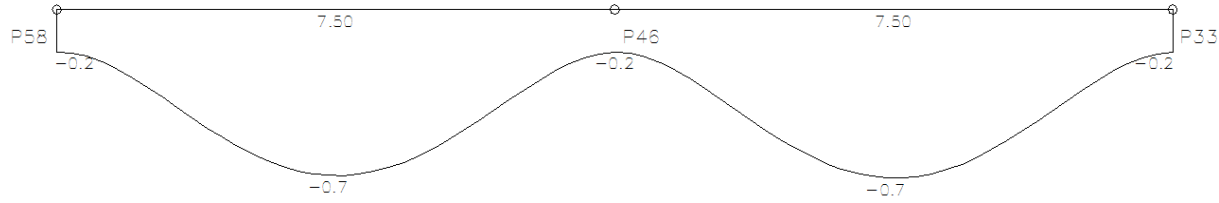
Figura 49: Deslocamentos na viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.5.4 Modelo 4

Figura 50: Deslocamentos na viga V158 do modelo 4

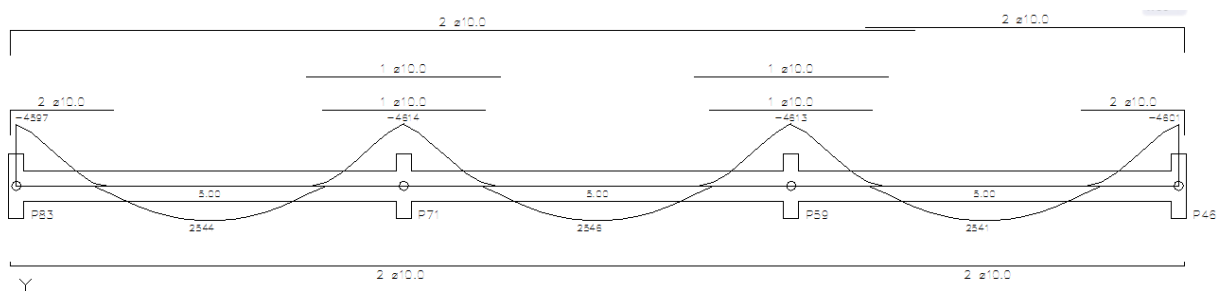


Fonte: A autora

5.3.6 Detalhamento

5.3.6.1 Modelo 1

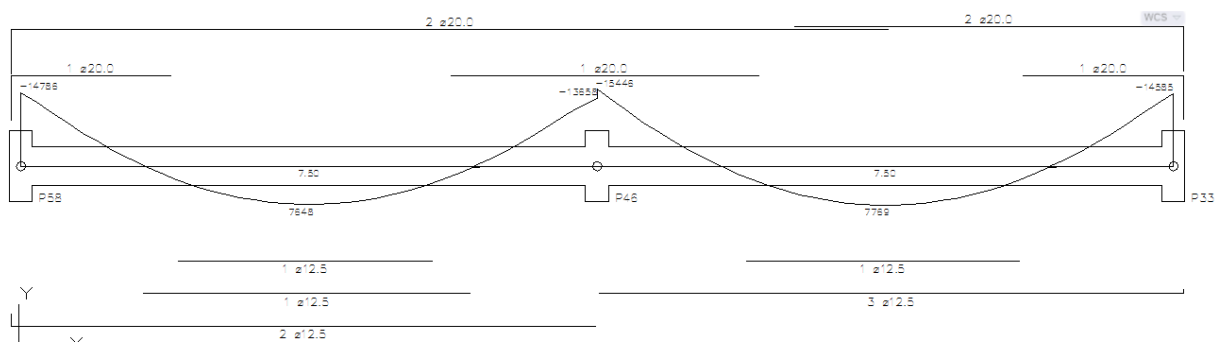
Figura 51: Detalhamento da viga V167 do modelo 1



Fonte: A autora

5.3.6.2 Modelo 2

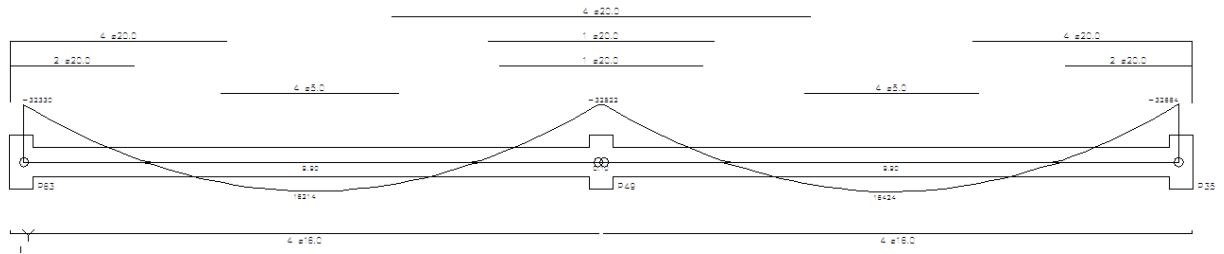
Figura 52: Detalhamento da viga V158 do modelo 2



Fonte: A autora

5.3.6.3 Modelo 3

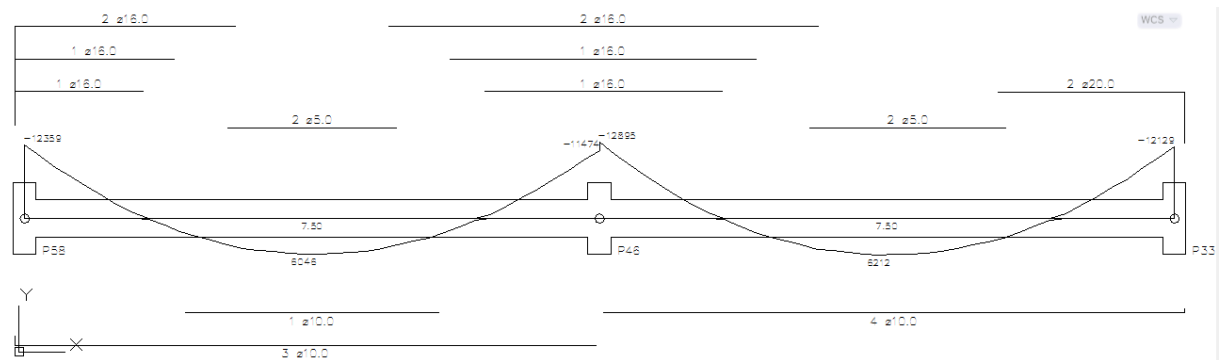
Figura 53: Detalhamento da viga V152 do modelo 3



Fonte: A autora

5.3.6.4 Modelo 4

Figura 54: Detalhamento da viga V158 do modelo 4

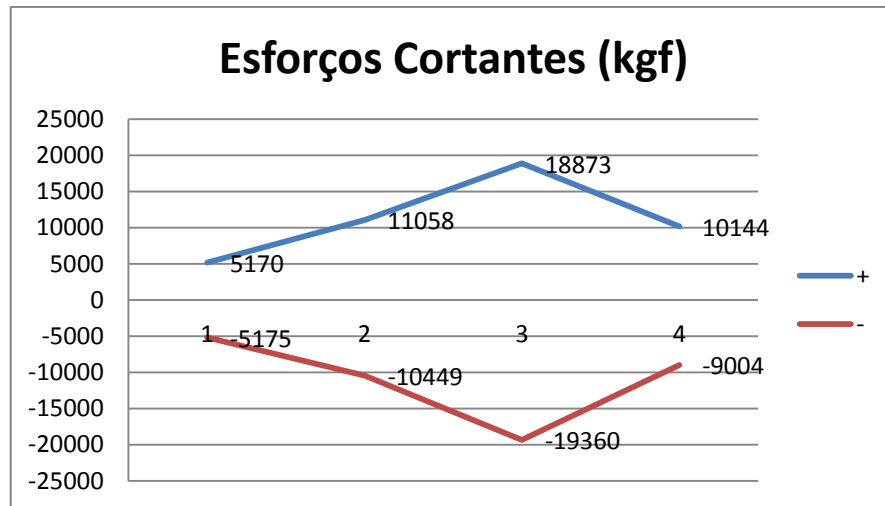


Fonte: A autora

5.3.7 Comparativos

5.3.7.1 Esforços cortantes

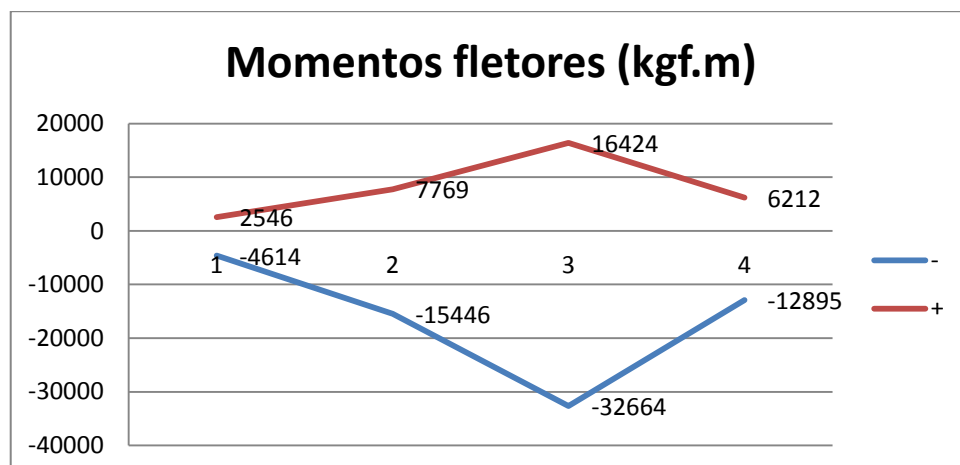
Figura 55: Esforços cortantes nas vigas



Fonte: A autora

5.3.7.2 Momentos fletores

Figura 56: Momentos fletores nas vigas

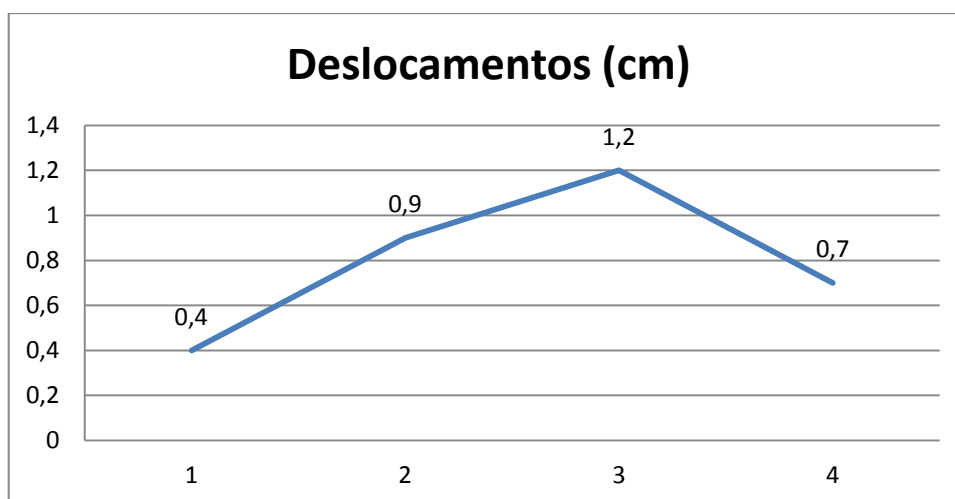


Fonte: A autora

Os gráficos das figuras 55 e 56 acima mostram a variação dos esforços cortantes e momentos fletores máximos positivos e negativos nas vigas dos diferentes modelos. Podemos observar que com o aumento dos vãos entre pilares, os esforços cortantes e momentos fletores nas vigas aumentam. No modelo 4, onde a modulação usada foi a mesma do modelo 2, porém com o uso de lajes nervuradas, podemos perceber uma diminuição nos esforços, mostrando que esse tipo de laje aumenta a rigidez da estrutura.

5.3.7.3 Deslocamentos

Figura 57: Deslocamentos nas vigas



Fonte: A autora

O gráfico da figura 57 acima mostra a variação dos deslocamentos máximos nas vigas dos diferentes modelos. Assim como nos esforços, podemos observar um aumento dos deslocamentos à medida que os vãos entre pilares aumentam. No modelo 4, notamos uma diminuição nos deslocamentos, devido ao uso de lajes nervuradas, que aumentam a rigidez da estrutura.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No modelo 1, onde a modulação utilizada para os pilares foi 5m, foram obtidos os melhores resultados do ponto de vista estrutural. Os esforços internos e deslocamentos das vigas foram os menores, implicando num menor consumo de materiais quando comparado com os outros modelos utilizados. Por outro lado, essa opção é a pior do ponto de vista arquitetônico e da funcionalidade da edificação, visto que o vão entre pilares de 5 m gera um desconforto ao usuário criando uma relativa dificuldade em realizar manobras.

Já no modelo 3, temos a situação inversa. Dentre os modelos estudados, essa opção é a que melhor atende aos requisitos arquitetônicos e de funcionalidade, visto que o vão entre pilares de 10 m oferece ao usuário um conforto bem maior para manobrar, se comparado aos outros modelos. Porém, do ponto de vista estrutural, esse vão gera um grande aumento nos esforços internos e deslocamentos nas vigas, implicando num aumento considerável no consumo de materiais.

O modelo 2 representa uma solução intermediária aos modelos 1 e 3. A funcionalidade gerada pela modulação de 7,5 m é menos significativa quando comparada ao modelo 3, porém representa uma melhora relevante em relação ao modelo 1. O consumo de materiais também é intermediário em relação a esses dois modelos.

Vale ressaltar que segundo Rebello, nem sempre é possível saber qual é a melhor solução a ser adotada para determinado projeto, porém a pior é aquela que apresenta maior distância entre os objetivos do projeto arquitetônico e do projeto estrutural. Portanto, podemos concluir que a melhor solução é a que proporciona um melhor equilíbrio entre todos os interesses.

Com base no exposto, podemos concluir que os modelos 1 e 3 são as soluções menos recomendáveis, porque são excelentes para um aspecto, mas não

indicadas para outro. O modelo 2 apresenta um equilíbrio entre os dois aspectos, arquitetônico e estrutural.

Porém, o modelo 4 é o que mais se adequa aos interesses do projeto em questão, tendo em vista que o uso de lajes nervuradas nesse modelo possibilitou um aumento na rigidez da estrutura, minimizando as deformações e esforços e com isso proporcionado um consumo racional dos materiais.

Podemos observar que houve, no modelo 4, uma diminuição de aproximadamente 29% no peso de aço, 16% no volume de concreto, 15% no consumo de aço e 48,5% na área de forma, em relação ao modelo 2, mostrando a eficácia da opção pelo uso de laje nervurada. Vale lembrar que essa opção gerará gastos a mais com o aluguel das cubetas, mas mesmo assim acredita-se que o modelo 2 continue sendo o mais racional.

A principal conclusão desse trabalho é que é possível encontrar uma solução que melhor se adequa a todos os interesses de uma edificação, fazendo um estudo prévio das possíveis soluções, contemplando diferentes modelos estruturais e arquitetônicos.

É importante dizer que não existe uma fórmula para se decidir acerca da melhor solução. Cada caso é um caso, que merece e deve ser estudado para que seja feita a melhor escolha possível. Na nossa realidade, sempre temos prazos curtos para projeto, o que dificulta e até mesmo inviabiliza um estudo mais detalhado acerca das possíveis soluções a serem adotadas. O reflexo disso é que a solução adotada nem sempre é a mais adequada, muitas vezes gerando maiores custos e não atendendo bem às necessidades da edificação.

A interação entre engenheiros e arquitetos, que na maioria das vezes não existe, tem fundamental importância nessa escolha. Os projetos arquitetônico e estrutural não deveriam ser vistos como dois independentes, mas sim como um projeto só com objetivos diferentes. Engenheiros e arquitetos deveriam juntos estudar, discutir e decidir as melhores escolhas para o projeto.

Como sugestão para pesquisas futuras:

- Analisar os modelos que contemplam os vão de 7,5m e 10m, adotando como solução estrutural vigas e lajes em concreto protendido;
- Fazer um estudo comparativo de custos para as soluções adotadas no projeto, englobando fundações e mão de obra;
- Realizar a análise considerada no referido trabalho, para edifícios comerciais e residenciais que contemplem garagem nos subsolos;
- Otimizar as dimensões de pilares e lajes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:2003** Projeto e Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento; Rio de Janeiro, 2003.

ADÃO, F. X. & HEMERLY, A. C. **Concreto Armado**. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 2010.

ALVA, G. M. S. **Pré-dimensionamento da Estrutura**. Notas de Aula, Santa Maria, UFSM.

BASTOS, P. S. dos S. **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado**. Notas de Aula, Bauru, UNESP, 2006.

BASTOS, P. S. dos S. **Lajes de Concreto**. Notas de Aula, Bauru, UNESP, 2013.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção2**. Rio de Janeiro, LTC, 2008.

BOTELHO, M. H. C. & MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo**. São Paulo, Editora Blucher, 2008.

CAMACHO, J. S. **Estudo das Lajes**. Notas de Aula, Ilha Solteira, UNESP, 2004.

CARVALHO, R. C. & FILHO, J. R. de F. **Concreto Armado segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos, EdUFSCar, 2009.

CLÍMACO, J. C. T de S. **Estruturas de Concreto Armado**. Brasília, Editora Universidade de Brasília, 2005.

FONTES, F. F. & PINHEIRO, L. M. **Análise de um Edifício por Vários Modelos Estruturais**. VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2006.

KRIPKA, M. **Análise Estrutural para Engenharia Civil e Arquitetura**. Passo Fundo, Editora Universidade de Passo Fundo, 2008.

MARGARIDO, A. F. **Fundamentos de Estruturas**. São Paulo, Zigurate Editota, 2001.

MEIRELES, J. N. M. **Projeto de um Edifício Garagem com Lajes Lisas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Rio de Janeiro, UFRJ, 2014.

NEVILLE, A. M. & BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto**. Porto Alegre, Bookman, 2013.

PINHEIRO, L.M; MUZARDO, C. D. & SANTOS, S. P. **Pré-dimensionamento**. USP, 2003 – cap 5.

REBELLO, Y. C. P. **Algumas Questões Sobre o Processo de Concepção da Arquitetura e da Estrutura**. Integração, 2006 – p. 315-321.

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**. São Paulo, Ziguarte Editora, 2000.

REBELLO, Y. C. P. **Estruturas de Aço, Concreto e Madeira**. São Paulo, Ziguarte Editora, 2005.

SPOHR, V. H. **Análise Comparativa: Sistemas Estruturais Convencionais e Estruturais de Lajes Nervuradas**. Tese de Mestrado, Santa Maria, 2008.